



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



CARLOS EDUARDO ALVES CUNHA

**ADIÇÃO DE AGREGADO RECICLADO DE RESÍDUO DA
CONSTRUÇÃO CIVIL PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO
EXPANSIVO**

SÃO CRISTÓVÃO – SE

2018

CARLOS EDUARDO ALVES CUNHA

**ADIÇÃO DE AGREGADO RECICLADO DE RESÍDUO DA
CONSTRUÇÃO CIVIL PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO
EXPANSIVO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal de
Sergipe – UFS, para o encerramento do
componente curricular e conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. DSc. Erinaldo Hilário
Cavalcante.

SÃO CRISTÓVÃO – SE

2018

É concedida à Universidade Federal de Sergipe permissão para reproduzir cópias desta monografia e emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste trabalho acadêmico pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Assinatura

Cunha, Carlos Eduardo Alves

Adição de agregado reciclado de resíduo da construção civil para estabilização de um solo expansivo. / Carlos Eduardo Alves Cunha – 2018.

79 p.: il

Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, Departamento de Engenharia Civil, São Cristóvão, 2017.

Orientação: Erinaldo Hilário Cavalcante

- I. Universidade Federal de Sergipe/Sergipe. CDS.
- II. Título

CARLOS EDUARDO ALVES CUNHA

**ADIÇÃO DE AGREGADO RECICLADO DE RESÍDUO DA
CONSTRUÇÃO CIVIL PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO
EXPANSIVO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal de
Sergipe – UFS, para o encerramento do
componente curricular e conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Aprovada em: _____ de _____ de _____.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante – Universidade Federal de Sergipe
(Presidente – Orientador)

Nota: _____

Prof. MSc. Carlos Rezende Cardoso Jr.
(1º Examinador)

Nota: _____

Prof. MSc. Demóstenes de Araújo Cavalcanti Jr.
(2º Examinador)

Nota: _____

*Aos meus filhos, Davi e Sophia, por serem o amor em plenitude, que me inspiram e
fazem meu coração pulsar de alegria.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado o dom da vida e me fortalecido nos momentos mais difíceis, quando por muitas vezes pensava em desistir, era na fé em ti senhor que tirava forças para seguir em frente.

Aos meus pais e irmãos, por estarem sempre me apoiando em tudo que faço, dando conselhos, sermões e principalmente muito amor e carinho. Minha base foi construída moldada na maior riqueza que temos neste plano, que são vocês, minha Família.

Aos meus filhos, Davi e Sophia, não tenho palavras para demonstrar a imensidão do meu amor por vocês, me inspiram a ser um pessoa mais humana e de bom caráter.

À minha esposa por me apoiar e entender os vários momentos ausentes do lar, me estimulando sempre a continuar o curso, dando forças e sonhando junto comigo. Teremos muitos motivos para sorrir e se orgulhar. Te amo

Ao Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante, que sugeriu o tema deste trabalho e sempre esteve disposto a me orientar e tirar todas minhas dúvidas, figura exemplar, sempre ávido a contribuir de alguma forma no Geopav, sou muito grato ao senhor.

Aos meus colegas de curso, em especial à Camila, sempre prestativa e disposta a ajudar, uma irmã que ganhei pelas andanças da vida, saiba que te admiro muito.

Aos técnicos/professores do Geopav Jorge Filho, Washington Santos, e em especial a Willami Santos, sou imensamente grato ao senhor, ser humano autêntico, coisa rara nos dias atuais.

Enfim, a todos os colegas e professores que conheci ao longo de tantos anos na UFS, vocês estarão sempre em minhas orações e terão um lugar guardado em meu coração.

“Se um homem não descobriu nada pelo qual morreria, não está pronto para viver”

(Martin Luther King Jr.)

Resumo

Os solos expansivos têm como principal característica a mudança de volume quando é alterado o seu teor de umidade. É um solo capaz de gerar grandes prejuízos financeiros em obras de engenharia, em decorrência das diversas patologias que pode causar nas edificações, especialmente nas de pequeno porte. Pode ocasionar trincas, fissuras e até mesmo tombamentos de toda a estrutura, caso medidas preventivas ou corretivas não sejam adotadas. Uma maneira de tentar estabilizar esse tipo de solo é a estabilização física, alterando-se a distribuição granulométrica, com a adição de agregado reciclado, por exemplo, oriundo de resíduo da construção e demolição (RCD). Neste Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) foi analisada uma amostra de solo, tipo massapê, coletada no município de Nossa Senhora do Socorro-SE, próximo da BR 101, com a qual foram realizados ensaios de granulometria, limites de Atterberg, compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC), resistência à compressão simples (RCS), expansão livre e pressão de expansão do solo puro. Os resultados dos ensaios indicaram o quanto o solo é expansivo, atingindo um patamar de 19%, de expansão livre, e pressão de acima de 660 kPa, o maior nível já obtido com argilas expansivas de Sergipe. Para a tentativa de estabilização, foram analisadas as misturas solo + RCD, com percentuais de 40%, 50% e 60% do agregado reciclado fino. Os resultados obtidos dos ensaios confirmaram que o RCD reduz a expansão e a pressão de expansão do solo, porém, os valores não são suficientes para estabilizá-lo, não atendendo às especificações aplicadas na engenharia.

Com o incremento do percentual de RCD, as frações grossas, pedregulho e areia, quer eram irrisórias, cerca de 4% no solo puro, passaram a ser a maior fração na mistura, ficando na marca dos 54%, valor que contribuiu para reduzir a fração de argila e silte em 52%, diminuindo a plasticidade em aproximadamente 32%, a pressão de expansão em 80% e a expansão livre em 58%. Finalmente, cabe destacar que em relação à capacidade de suporte do solo (ISC), o aumento não foi significativo.

Lista de Figuras

Figura 1 - Esquema de uma folha tetraédrica de silício e oxigênio.	5
Figura 2 – Esquema de uma folha octaédrica.	5
Figura 3 - Esquema estrutural de base da caulinita.	6
Figura 4 - Esquema estrutural de base da montmorilonita.	7
Figura 5 - Representação esquemática da estrutura típica da montmorilonita.	8
Figura 6 - Esquema estrutural da muscovita. A estrutura da illita é semelhante.	9
Figura 7 - Classificação da expansividade de argilomineirais e materiais argilosos.	17
Figura 8 - Coleta de amostra de solo para pesquisa.....	25
Figura 9 - Amostra em bandejas para secagem, para depois ser destorroada.....	26
Figura 10 - Amostra de solo destorroado.....	26
Figura 11 – Resíduo da Construção e Demolição coletados e reciclados	27
Figura 12 - Fluxograma das etapas experimentais do trabalho.	28
Figura 13 - Mistura de material – 40% Solo + 60% RCD.....	29
Figura 14 - Peneiramento e Sedimentação.	29
Figura 15 - Ensaio de Massa específica Real.....	30
Figura 16 - Execução do ensaio de Limite de Liquidez.	30
Figura 17 - Execução do ensaio de Limite de Plasticidade.....	31
Figura 18 - Procedimentos do ensaio de compactação.	31
Figura 19 - Procedimento do ensaio de ISC.....	32
Figura 20 - Procedimento do ensaio de RCS.	33
Figura 21 - Curva granulométrica do solo natural.	35
Figura 22 - Curva Granulométrica do RCD.....	35
Figura 23 - Curva de compactação do solo natural.	37
Figura 24 - Expansão livre solo puro	38
Figura 25 - Pressão de expansão solo puro	38
Figura 26 - Resultado do DRX do solo expansivo	40
Figura 27 - Resumo granulométrico – Solo Puro e RCD.....	41
Figura 28 - Curvas granulométricas – Misturas Solo Puro + RCD 40%, 50% e 60%.	42
Figura 29 - Resumo granulométrico – Misturas Solo Puro + RCD 40%, 50% e 60%.	43
Figura 30 - Curvas de compactação: misturas solo + RCD.	45
Figura 31 – ISC e Expansão solo + RCD	46
Figura 32 - Expansão Livre 40% SP + 60% RCD	47
Figura 33 – Pressão de expansão 40% SP + 60% RCD	48

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Resumo granulométrico do solo natural	36
Tabela 2 - Resistência à compressão e coesão para argilas.....	37
Tabela 3 - Massa específica real dos materiais estudados.....	43
Tabela 4 - Limites de Atterberg e classificação das misturas.	44
Tabela 5 - Resultados dos parâmetros de compactação.....	44
Tabela 6 - Resultados do ensaio de ISC	45
Tabela 7 - Resultados do ensaio de RCS	46

Sumário

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.3 Objetivos	2
1.3.1 Objetivo Geral	2
1.3.2 Objetivos Específicos	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Características de um solo expansivo	3
2.2 Composição Mineralógica de um solo expansivo	4
2.2.1 Grupos de Argilominerais	5
2.3 Mecanismo da Expansão dos Solos	10
2.4 Agentes que induzem à expansão	11
2.5 Prognóstico do potencial expansivo	13
2.5.1 Métodos indiretos	14
2.5.2 Métodos diretos	17
2.6 Técnicas de estabilização do solo expansivo	19
2.6.1 Estabilização Mecânica	20
2.6.2 Estabilização Química	21
3 MATERIAIS E MÉTODOS	25
3.1 Materiais	25
3.1.1 Solo Expansivo	25
3.1.2 Resíduo de Construção e Demolição - RCD	26
3.2 Metodologia	27
3.2.1 Adição do Resíduo de Construção e Demolição à amostra de solo	28
3.2.2 Ensaios de Caracterização	29
3.2.3 Ensaio de Compactação	31
3.2.4 Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – ISC	31
3.2.5 Resistência à Compressão Simples – RCS	32
3.2.6 Expansão Livre e Pressão de Expansão	33
3.2.7 Difração de Raio-X	34
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	35
4.1 Caracterização geotécnica do solo natural	35
4.2 Caracterização geotécnica do RCD	40
4.3 Caracterização geotécnica das misturas	41
4.3.1 Análise Granulométrica	41
4.3.2 Massa específica real	43

4.3.3 Limites de Atterberg.....	43
4.3 Compactação	44
4.4 Índice de Suporte Califórnia - ISC	45
4.5 Resistência à Compressão Simples - RCS	46
4.6 Expansão Livre.....	47
4.7 Pressão de Expansão	47
5 CONCLUSÃO	49
6 AGRADECIMENTOS	51
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	52
APÊNDICES	56
APÊNDICE A - Gráficos de Limite de Liquidez	57
APÊNDICE B – Curvas de Compactação	60
APÊNDICE C – Curvas de Resistência à compressão simples	62

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A ocorrência da variação de volume em solos, de forma abrupta, é um problema que afeta a sociedade como um todo, porém, este fato é desconhecido pelas pessoas que não são do ramo da geotecnia. De acordo com Chen (1988) até o final da década de 30 nem os geotécnicos perceberam o problema dos solos expansivos, os danos ocorridos nas construções da época eram atribuídos a outras causas que não à atuação desse tipo de solo.

Estima-se que os EUA tenham custo de aproximadamente US\$ 300 milhões/ano devido a danos causados pela expansão dos solos (NYS DHSES, 2014). O dano causado pelos solos expansivos em edificações e pavimentos é maior do que os danos causados por outros desastres naturais, incluindo terremotos e inundações (Jones e Holtz, 1973).

Como os solos expansivos estão presentes em praticamente todo o mundo e têm gerado grandes prejuízos, principalmente em regiões onde a evapotranspiração anual excede a precipitação, que são as zonas áridas, este trabalho tem a finalidade de analisar uma solução para estabilizar um solo expansivo baseada na incorporação de material reciclado de Resíduos da Construção e Demolição (RCD) na composição de misturas com solo, visando melhorar sua granulometria, a resistência e a diminuição da expansão.

Além da solução de estabilização proposta, tem-se ainda, em consequência, o benefício do aproveitamento de um resíduo gerado pela construção e demolição, que antes era tratado como um simples entulho e descartado em aterros, muitas vezes clandestinos. Com o crescimento das cidades, grande quantidade de resíduos é gerada, e entre eles, o RCD é um dos que mais poluem e agredem o meio ambiente, principalmente devido à grande quantidade gerada e a diversidade de materiais empregados na cadeia produtiva da construção. Em detrimento disso, foi publicada a Resolução CONAMA 307 de 2002, a qual estabeleceu as diretrizes, os critérios e os procedimentos para a gestão dos resíduos gerados, bem como disciplinou as ações necessárias para minimizar os impactos ambientais, obrigando os agentes geradores a darem um destino adequado aos seus resíduos e classificarem estes segundo as características físico-química.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento expansivo de um solo argiloso, tipo massapê, oriundo do município de Nossa Senhora do Socorro, Sergipe, e avaliar os efeitos decorrentes da adição de um agregado reciclado de Resíduo de Construção e Demolição.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o comportamento expansivo do solo natural à luz das metodologias disponíveis;
- Identificar as propriedades do solo e do RCD, por meio de ensaios físicos e mecânicos;
- Analisar o efeito da adição de um agregado reciclado de RCD ao solo natural em diferentes percentuais, em massa;
- Comparar os resultados obtidos das misturas solo-RCD, com os parâmetros geotécnicos obtidos solo puro, visando-se indicar a porcentagem de RCD que agregou mais benefícios ao solo expansivo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem o objetivo de apresentar os fundamentos de um solo expansivo, suas características e composição, como se dá a mecânica da expansão e os fatores intervenientes, bem como abordar as técnicas de diagnóstico do potencial expansivo e os métodos de estabilização disponíveis. Foi dada uma maior relevância à estabilização do solo expansivo com adição de Resíduo da Construção e Demolição (RCD).

2.1 Características de um solo expansivo

Um solo expansivo é antes de tudo um solo instável ou metaestável. Seu comportamento é sazonal, e, dessa forma, varia de acordo com a época do ano. Em períodos de estiagem ele se comporta de uma maneira, enrijecendo-se, mas, ao mesmo tempo contraindo-se, enquanto que em épocas chuvosas ele se expande, aumentando os vazios entre as suas partículas. O termo expansividade é comumente utilizado para definir a propriedade do solo experimentar variações de volume ao serem alteradas suas condições de umidade, ou quando gera pressões se esta variação é impedida (AYALA, 1956). A mudança de umidade pode ocorrer devido aos seguintes fatores: infiltração de água no solo, evaporação, diferenças de temperatura e de sucção entre as áreas vizinhas, e através da retirada de água do solo pelas raízes das plantas (PAIVA, 2009).

Normalmente o fenômeno da expansão é associado à capacidade intrínseca de alguns argilominerais do solo, apesar de sabermos que outros fatores, como o inchamento de um solo por descompressão ou modificações mineralógicas ou texturais, ao atingir cotas superficiais, podem causar alguma expansão (AYALA, 1986).

A expansibilidade dos argilominerais é um dos fatores mais importantes que influenciam o comportamento dos materiais argilosos em solos e a durabilidade dos materiais rochosos. De forma geral, todos os solos são expansivos quando a tensão efetiva entre suas partículas é reduzida por uma razão qualquer, embora se costume admitir como solos expansivos aqueles que apresentam expansões superiores a 1%, sendo que essa variação volumétrica se deve apenas à alteração do teor de umidade, sem qualquer variação nas cargas aplicadas (Pereira, 2004).

Segundo Cavalcante *et al.*, (2006) é fácil identificar a presença de solos expansivos quando construções leves sofrem levantamentos e desaparecimentos em períodos chuvosos, ocasionando o aparecimento de trincas, quando retorna o período de estiagem.

Do ponto de vista de formação, os solos expansivos podem ser encontrados até 6 m de profundidade em depósitos de solos residuais. Normalmente o nível do lençol freático encontrado em locais de solos expansivos está em profundidades maiores. Na época da estiagem, o teor de umidade natural fica próximo da higroscópica. Na superfície do terreno, o valor pode ser o do limite de contração do solo (CAVALCANTE, *et al.*, 2006).

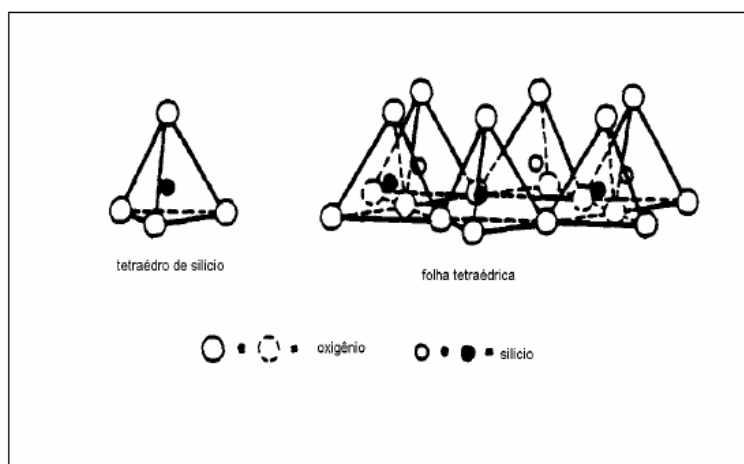
2.2 Composição Mineralógica de um solo expansivo

Segundo Santos (1989), os argilominerais são basicamente silicatos hidratados de Alumínio (Al) e/ou Ferro (Fe) e Magnésio (Mg), podendo conter ainda, como componentes essenciais determinadas quantidades de elementos alcalinos ou alcalino-terrosos. Esses argilominerais apresentam uma estrutura cristalina definida, cujos átomos estão dispostos em lâminas (Badillo e Rodríguez, 1988). Sendo constituídos pela alternância de unidades compostas por tetraedros de oxigênio e silício ou alumínio e octaedros de oxigênio ou OH-, com o centro ocupado por cátions como Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{2+} e, mais raramente Ni^{2+} (GRIM, 1962).

As denominadas folhas tetraédricas são constituídas por um átomo de silício com quatro átomos de oxigênio ou grupos de hidroxilas, caso seja necessário equilibrar a estrutura. Os tetraedros formam um arranjo hexagonal, que se repete indefinidamente, formando uma camada de composição $\text{Si}_4\text{O}_6(\text{OH})_4$. As folhas octaédricas são constituídas por um plano de cátions entre dois planos de hidroxilas ou oxigênio. Cada cátion é coordenado por seis hidroxilas, que se dispõem nos vértices de um octaedro. A partilha das hidroxilas ou oxigênio pelos octaedros vizinhos geram um arranjo hexagonal de unidades que se repetem formando uma camada (GRIM, 1953).

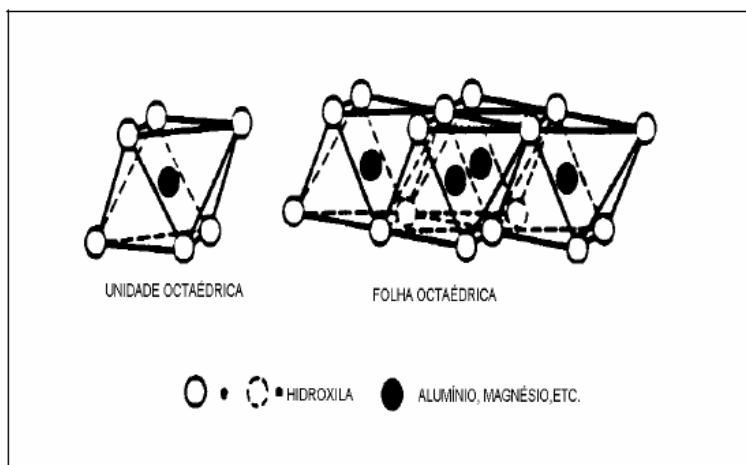
Desta forma, a estrutura dos argilominerais resulta da combinação do empilhamento das folhas tetraédricas de silício (Figura 1) e dos octaedros de alumínio ou magnésio (Figura 2).

Figura 1 - Esquema de uma folha tetraédrica de silício e oxigênio.



Fonte: Grim (1962).

Figura 2 – Esquema de uma folha octaédrica.



Fonte: Grim (1962).

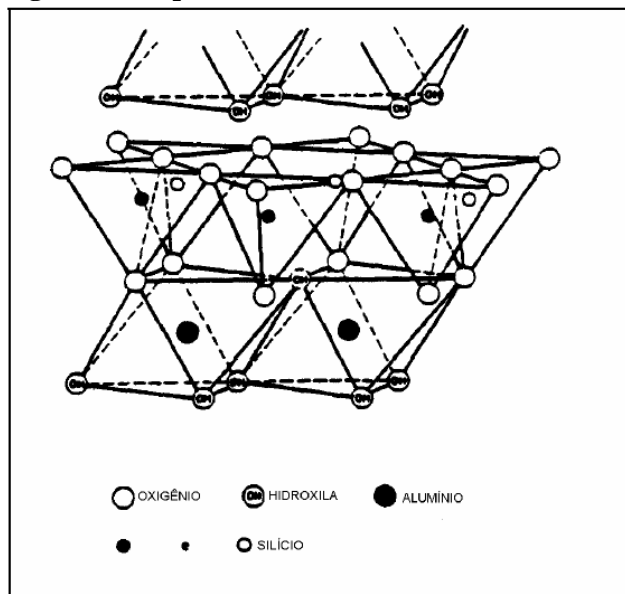
2.2.1 Grupos de Argilominerais

Os silicatos em camadas podem ser agrupados em arranjos 1:1, 2:1, 2:1:1, referindo-se ao número de tetraedro de Sílica (SiO_2) e de octaedros de hidróxidos, que formam a célula unitária do argilomineral.

2.2.1.1 Grupo das Caulinitas (1:1)

O grupo das caulinitas apresenta camadas do tipo 1:1, que resultam da combinação de uma folha tetraédrica com uma folha octaédrica, que se superpõem indefinidamente (Figura 3).

Figura 3 - Esquema estrutural de base da caulinita.



Fonte: Grim (1962).

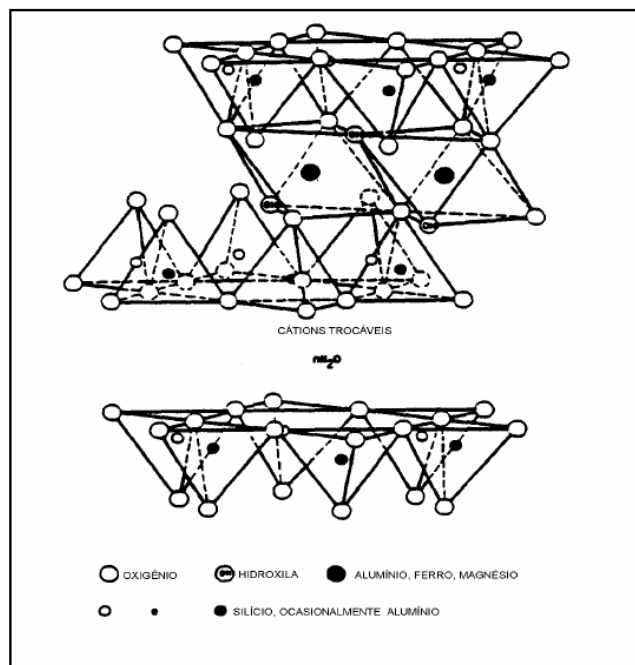
O argilomineral caulinita é o mais comumente encontrados em solos residuais maduros, e, por ser estável, não caracteriza o solo como problemático, principalmente quanto à característica de plasticidade e expansão (solo medianamente plástico e com comportamento não expansivo) (CARVALHO, 1997).

Os minerais deste grupo são pouco expansivos, porque neles não ocorre hidratação das camadas estruturais, devido à distância reticular ser muito pequena e a pouca adsorção superficial. A adsorção superficial é incipiente, devido à estrutura ser quase eletricamente neutra, por não ocorrer ou ocorrer muito pouca substituição isomórfica. Podem existir pequenas substituições de Al por Fe e/ou Titânio (Ti) nas variedades relativamente menos cristalinas (GRIM, 1962).

2.2.1.2 Grupo das Esmectitas (2:1)

As esmectitas ou montmorilonita são formadas pelo empilhamento de camadas compostas por uma folha octaédrica intercaladas a duas folhas tetraédricas, como mostrado na Figura 4.

Figura 4 - Esquema estrutural de base da montmorilonita.



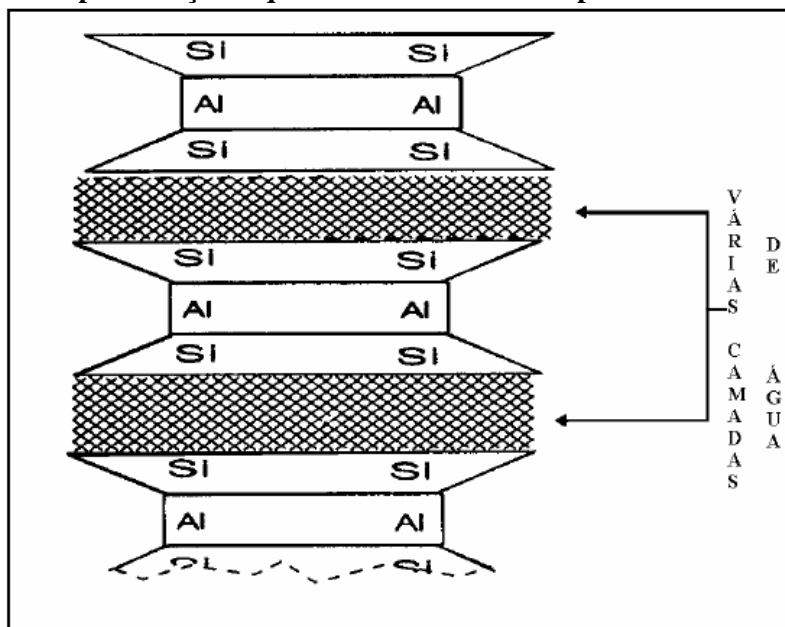
Fonte: Grim (1962).

De acordo com Olphen (1963) *apud* Pereira (2004), a expansibilidade intracristalina das esmectitas pode ser explicada pela:

- Hidratação dos cátions existentes entre as camadas estruturais pelas moléculas polares de água, diminuindo a força atrativa das camadas.
- Adsorção de moléculas de água na superfície das camadas formadas por oxigênio, estabelecendo ligações de hidrogênio.

A montmorilonita é a principal espécie das esmectitas, que são representadas ainda pelas saponitas, ricas em Mg, hectoritas, ricas em Lítio (Li) e Manganês (Mn), nontronita, rica em Fe e beidelita, rica em Al, e apresenta forte tendência à instabilidade na presença de água (PEREIRA, 2004). A Figura 5 ilustra o esquema da absorção de água entre as camadas estruturais de uma montmorilonita.

Figura 5 - Representação esquemática da estrutura típica da montmorilonita.



Fonte: Yong *et al.*, 1992, *apud* Pereira, 2004.

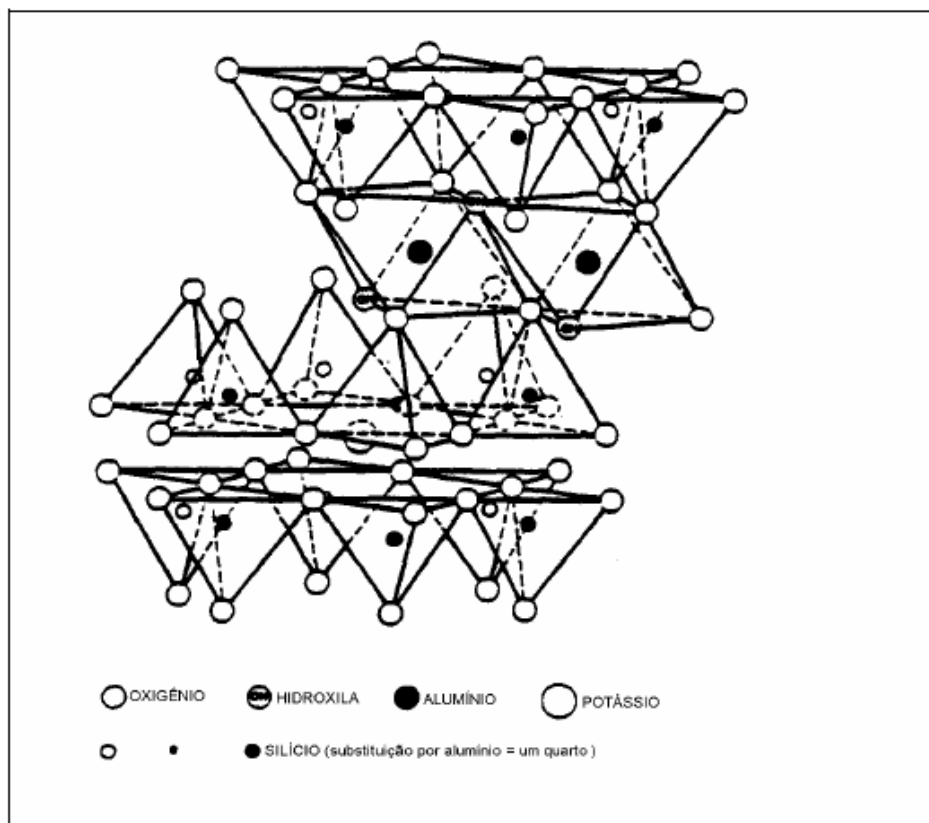
As partículas da montmorilonita são muito pequenas e finas, tendo uma grande área específica (podendo atingir $800 \text{ m}^2/\text{g}$), possuindo, portanto, uma elevada plasticidade e um comportamento coloidal (CARVALHO, 1997).

2.2.1.3 Grupo das Micas (2:1)

a) Ilita

As ilitas pertencem ao grupo das micas e são constituídas por uma folha octaédrica intercalada a duas folhas tetraédricas, sendo as camadas estruturais ligadas por cátions monovalentes, normalmente K^+ . Apresenta uma estrutura semelhante à das micas (Figura 6), com um espaçamento basal de $1,0 \text{ nm}$ (GRIM, 1962).

Figura 6 - Esquema estrutural da muscovita. A estrutura da illita é semelhante.



Fonte: Grim (1962) *apud* Pereira (2004).

Estudos feitos por Olphen (1963) *apud* Pereira (2004) mostraram que a diferença principal da illita para a montmorilonita, reside no fato de que a primeira não apresenta expansividade intracristalina, devido à forte ligação iônica gerada pelos íons de Potássio (K^+) entre as camadas estruturais. Apesar disto, na montmorilonita tipo K^+ ocorre expansividade intracristalina, pelo menor número de íons potássio e pela carga negativa estar localizada na folha octaédrica, e por isso, a maior distância dos íons K^+ , originando forças eletrostáticas mais fracas.

Segundo Mitchell (1976) *apud* Pereira (2004), a illita somente manifesta sensibilidade à água em condições de extrema degradação, e esta ocorre devido à perda de íons K^+ das arestas expostas da partícula, tornando-a muito plástica. A capacidade de troca de cátions do grupo é da ordem de 10 – 40 meq/100g.

2.2.1.4 Grupo da Clorita (2:1:1)

O grupo das cloritas apresenta camadas do tipo 2:1 regularmente intercaladas com uma folha octaédrica (folha intercamada), onde o cátion coordenado pelas hidroxilas é normalmente o Mg^{2+} , podendo o Fe^{2+} ou o Al^{3+} e menos frequente o Li^+ (Gomes, 1986 *apud* Pereira, 2004).

De acordo com Gillott (1987) *apud* Pereira (2004), a capacidade de troca de cátions das cloritas é pequena, na ordem de 10 a 40 meq/100g. Algumas cloritas denominadas “cloritas expansivas”, quando tratadas com glicerol, mostram um aumento do espaço basal, que normalmente é de 1,4 nm.

2.2.1.5 Grupo da Vermiculita (2:1)

De acordo com Pereira (2004), o grupo da vermiculita possui uma expansão mais limitada que a montmorilonita na presença de água e outras moléculas polares. Segundo estudos de Carcedo *et al.*, (1986) *apud* Pereira (2004), a vermiculita têm uma capacidade expansiva pouco menor que a montmorilonita na presença de cátions bivalentes, sendo que para cátions monovalentes é variável, semelhante no caso do Li⁺, muito inferior para o Na⁺ e inexistente para o K⁺. A capacidade de troca catiônica é elevada, estando na faixa de 100 a 150 meq por 100g de vermiculita (Mitchell, 1993 *apud* Pereira 2004).

2.3 Mecanismo da Expansão dos Solos

O processo expansivo do solo está vinculado ao tipo de argilomineral predominante em sua microestrutura, sendo o estudo de suas propriedades de grande importância para o entendimento do seu comportamento (FERREIRA, 1995).

Os mecanismos de expansibilidade físico-químicos podem ser intercrystalinos ou intracrystalinos e osmóticos. A expansibilidade intercrystalina ocorre quando a absorção de água se faz através das superfícies externas dos cristais dos argilominerais, e nos vazios entre esses cristais, ou seja, quando é possível a absorção de água no interior dos cristais, ou entre as camadas estruturais. A água absorvida forma sucessivas camadas monomoleculares sobre as partículas dos minerais argilosos, afastando as unidades estruturais e as próprias partículas (NEVES, 1993)

Para entender o mecanismo de expansão do solo, torna-se necessário o entendimento da relação entre argila e água. Os argilominerais são compostos de duas unidades cristalinas, constituídas por alternância das camadas tetraédricas de sílica (átomo de silício centrado em quatro átomos de oxigênio) e octaédricas de alumina (um átomo de alumínio centrado em seis de oxigênio). Às vezes, o silício toma parte também dos tetraedros e o magnésio ou o ferro dos octaedros, resultando num equilíbrio elétrico global. A semelhança entre as duas unidades permite que se combinem, compartilhando átomos de oxigênios (em ocasiões substituídos por grupos hidroxilas). A sequência repetitiva das camadas determina o grupo do argilomineral. Por outro lado, existem, às

vezes, substâncias na rede cristalina que, embora introduzindo deformações, mantêm sua forma (substituições isomórficas), que alteram o equilíbrio elétrico do cristal. Dentro dos grupos estruturais, o tipo e/ou proporções, a substituição isomórfica é diferente para cada espécie mineralógica. As combinações entre as distintas possibilidades determinam o significativo número de espécies mineralógicas existentes (LAMBE & WHITMAN, 1969).

“A carga negativa induzida na rede cristalina da argila pelas substituições isomórficas tende a ser compensada pela adsorção de cátions. Estes cátions, às vezes, não são fortemente adsorvidos e podem ser substituídos. A capacidade de troca depende da espécie mineralógica, sendo mínima na caulinita e alcançando valores máximos entre as esmectitas. O tipo de cátion de troca condiciona também a capacidade expansiva. Esta é máxima para o lítio e o sódio e mínima para o cálcio e o magnésio” (FERREIRA, 1995).

Grim (1962) resume os valores típicos de inchamento para alguns argilominerais:

Mineral de argila	% de inchamento livre
Montmorilonita -	Na 1400 a 2000
Montmorilonita -	Ca 45 a 145
Vermiculita	variável
Clorita	variável
Ilita	60 a 120
Caulinita	6 a 60

2.4 Agentes que induzem à expansão

Vários fatores influenciam o mecanismo da expansão e contração dos solos expansivos, os quais podem ser divididos em fatores intrínsecos e extrínsecos (NELSON; MILLER, 1992).

Os fatores intrínsecos estão correlacionados com as propriedades do solo, ou seja, à natureza e arranjo de suas partículas e incluem:

- Teor e tipo dos argilominerais: Um dos fatores que mais influenciam as mudanças volumétricas do solo. Mantendo-se os demais fatores constantes, quanto maior o teor de argila, maior a expansão é esperada. Além disso, o tipo do argilomineral influencia significativamente no grau de expansão dos solos (PRADO, 2015).
- Plasticidade: Em geral, solos que exibem comportamento plástico sobre larga variação de umidade e que tem alto limite de liquidez possuem maior potencial de

expansão e contração. Plasticidade é um indicador do potencial de expansão (NELSON; MILLER, 1992).

- Densidade Seca: Caso possuam densidades elevadas, geralmente indicam menores espaçamentos entre partículas e maiores forças repulsivas entre elas e elevado potencial de expansão (CHEN, 1973 *apud* NELSON; MILLER, 1992).
- Química da água no solo: A expansão é reduzida pelo aumento da concentração e valência do cátion (MITCHEL, 1976 *apud* NELSON; MILLER, 1992).
- Sucção do solo: Solos com maior sucção podem apresentar maior potencial expansivo, influenciados pela saturação, tamanho e forma dos poros, tensão superficial e características elétricas e químicas das partículas do solo e da água (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977 *apud* NELSON; MILLER, 1992).
- Estrutura do solo: As argilas flocculadas tendem a ser mais expansivas do que as argilas dispersadas. As partículas cimentadas diminuem essa flocculação presente na estrutura do solo expansivo (JOHNSON e SNETHEN, 1978 *apud* NELSON; MILLER, 1992).

Os fatores extrínsecos estão diretamente ligados às condições ambientais e estados de tensão, que podem afetar o potencial de expansão do solo. Estas variáveis são sempre mais complicadas do que aquelas usadas em testes de laboratório (CHEN, 1975 *apud* PRADO 2015). Dentre eles podemos destacar:

- Condições de umidade inicial: Um solo expansivo ressecado terá uma elevada afinidade por água ou sucção elevada, enquanto o mesmo com elevado teor de umidade diminuirá a sucção. De modo inverso, um perfil de solo úmido perderá umidade mais rápido quando exposto à secagem e contrairá mais do que um perfil de solo inicialmente seco (NELSON; MILLER, 1992).
- Clima: A quantidade, variação de precipitação e da evapotranspiração influenciam muito a disponibilidade e a profundidade da flutuação da umidade (NELSON; MILLER, 1992).
- Água do subsolo: Lençóis rasos de água fornecem uma fonte de umidade e contribuem para uma menor oscilação da mesma no solo próximo à superfície (NELSON; MILLER, 1992).
- Permeabilidade: Esta propriedade determina a taxa de penetração de água para dentro do solo por fluxo gravitacional ou difusão, e, por consequência, é diretamente ligada à aceleração da expansão (MURTHY, 2002).

- Vegetação: Árvores, arbustos e gramas retiram a umidade do solo por transpiração, interferindo na umidade do solo, causando retração, além de prejuízos às fundações.
- Histórico de tensões: Um solo sobreadensado apresenta maior índice de expansividade que um solo com igual índice de vazios, porém normalmente adensado. Repetidos ciclos de umedecimento e secagem tendem a reduzir a expansão em amostras de laboratório, mas após um certo número de ciclos, a expansão não é afetada (MITCHELL, 1976; KASSIF; BAKER, 1971 *apud* NELSON; MILLER, 1992).
- Carregamento: A magnitude da sobrecarga determina a quantidade de alteração de volume que irá ocorrer para determinado teor de umidade e densidade. Ele é aplicado externamente ao solo para equilibrar as forças repulsivas entre as partículas e diminuindo a sua expansão (HOLTZ, 1959 *apud* NELSON; MILLER, 1992).
- Condições *in situ*: O estado de tensões inicial no solo pode ser estimado a fim de avaliar as prováveis consequências do carregamento sob a massa de solo e/ou alteração do ambiente inerente a umidade (NELSON; MILLER, 1992).

2.5 Prognóstico do potencial expansivo

Há diversas técnicas, direta ou indiretamente, afim de identificar e classificar argilas potencialmente expansivas, técnicas essas definidas por diversos pesquisadores que diante da complexidade do problema de identificação desses solos fizeram hipóteses simplificadoras e uso de métodos numéricos em busca de solução (BARBOSA, 2013).

Uma primeira indicação do potencial expansivo pode ser verificada em campo, com base num exame rápido dos materiais expostos. Normalmente a aparência dos materiais argilosos expansivos quando está seco, tem como característica o empastilhamento, que ocorre quando o material é sujeito a variações de umidade, devido à exposição às intempéries, sofrendo uma desagregação física intensa e desintegrando-se superficialmente em pequenos blocos. A reação com água de um material supostamente expansivo pode também ser informativa, porque o grau de desintegração e desagregação que o solo sofre quando em contato com a água dá uma indicação geral de suas propriedades expansivas. Assim, materiais que se desagregam quase que imediatamente ao serem imersos em água e quando agitados são quase que totalmente dispersos, podem ser muito expansivos (PRESA, 1984 *apud* PEREIRA, 2004).

2.5.1 Métodos indiretos

Segundo Pereira (2004), para uma identificação mais precisa e confiável deve-se recorrer a ensaios laboratoriais, sendo que para a determinação da constituição mineralógica dos materiais argilosos, geralmente os métodos mais usados são: Difração de Raios-X, Análise Térmica Diferencial, Análise Térmica Gravimétrica, Capacidade de Troca de Cátions (CTC), Microscopia Eletrônica, entre outros.

A autora acima ressalta que na composição mineralógica leva-se em conta a natureza dos argilominerais presentes, em especial àqueles de rede cristalina expansiva (grupo das esmectitas). Este critério permite inferir se o material é passível ou não de apresentar expansão apreciável.

2.5.1.1 Difração de Raios-X

De acordo com Barbosa (2013), este é o método mais usual para identificação e análise comportamental do argilomineral, a Difração de Raios-X é uma técnica que permite uma análise não destrutiva e rápida que fornece informações relativas à identificação dos argilominerais presentes numa argila.

A classificação dos grupos de argilominerais pode ser realizada a partir do valor medido para a distância interplanar basal do argilomineral. A utilização da Difração de Raios-X com registro gráfico, juntamente com as propriedades específicas de expansão da distância interplanar basal, induzida pela adição de substâncias orgânicas permite uma diferenciação dos grupos com mesma distância interplanar ou dentro de um mesmo grupo. Desta maneira, tal ferramenta tem como objetivo a obtenção detalhada da estrutura cristalina de materiais.

2.5.1.2 Análise Térmica Diferencial (ATD)

O ensaio é realizado mediante aumento de temperatura de uma amostra, sendo que as reações térmicas características de cada espécie mineralógica vão ocorrendo, permitindo a identificação dos argilominerais presentes (PEREIRA, 2004).

ATD trata-se de uma técnica simples que permite comparar a temperatura de uma amostra, ou seja, do objeto de estudo, e uma referência, material inerte, por meio de um aquecimento ou resfriamento linear em um forno elétrico. A diferença de temperatura entre a amostra e a referência é a função armazenada (ARAÚJO, 1997).

2.5.1.3 Análise Termogravimétrica (ATG)

A análise termogravimétrica consiste no aquecimento da argila à velocidade constante, sendo que o aparelho encontra-se conectado a uma balança, permitindo o registro das variações de massa em função da temperatura (SANTOS, 1989 *apud* PEREIRA, 2004).

2.5.1.4 Adsorção de Azul de Metileno

Estudos realizados por Casanova *et al.* (1986) mostraram que o ensaio de adsorção de azul de metileno é uma alternativa bastante eficiente, rápida e econômica para utilização em processos de caracterização de solos, uma vez que para aplicações rodoviárias sabe-se que os sistemas tradicionais são inapropriados para a caracterização dos solos tropicais.

O corante denominado “azul de metileno” tem em química a nomenclatura “cloridrato de metiltiamina” ou “cloreto de 3,7-Bis (dimetilamino) fenilatium”, de composição química $C_{16}H_{18}SN_3Cl$. Trata-se de um corante catiônico, ou seja, que em solução aquosa dissocia-se em ânions cloreto e cátions “azul de metileno” (MERCK & CO, 1952).

De acordo com Hang e Brindley (1970), o contato do azul de metileno com o argilomineral apresenta duas fases: troca catiônica e adsorção.

- a) “Troca de cátions: A molécula de azul de metileno dissocia-se na água e forma o cátion de azul de metileno que pode trocar com os cátions das argilas. Esta troca é uma relação preferencial que fixa o cátion de azul de metileno à superfície dos argilo-minerais; também após os cátions das argilas terem sido trocados pelo cátion de azul de metileno, as superfícies das argilas transformam-se num estado não-molhável ou hidrofóbico. A troca de cátion de azul de metileno é considerada uma reação irreversível” (WORRA, 1958 *apud* CHEN *et al.*, 1974). “Quando os cátions de azul de metileno na solução forem totalmente trocados, a solução fica límpida e incolor e as argilas tomam a cor azul. Nessa parte, o mecanismo é de absorção”.
- b) “Adsorção: Existem dois tipos de adsorção: física e química. A adsorção física (*physical adsorption*) é baseada na forma de atração de *Van de Waals* e a adsorção química (*chemi-adsorption*) é baseada na ligação de pontes de hidrogênio (*hydrogen bonding*). O nível de energia da adsorção química é maior que o da física. Vários autores estudaram esse fenômeno e apresentaram várias teorias baseadas no equilíbrio entre moléculas livres na solução.”

Segundo Casanova (1986), dado o tamanho do cátion azul de metileno, a velocidade de troca ou de adsorção decresce à medida que as posições de troca vão sendo preenchidas. Contudo, ao final do processo a troca é total e cada molécula de azul de metileno ocupa uma área de 132 \AA^2 . Sabendo-se isso e mais a quantidade que foi adsorvida pode-se calcular a capacidade de troca catiônica (CTC) e a superfície específica (SE) do material analisado.

2.5.1.5 Microscopia Eletrônica de Varredura

O microscópio eletrônico é um equipamento utilizado para o estudo de solos e rochas, através dos microscópios modernos é possível uma resolução para distâncias menores que 0,01 nm, podendo assim, ser feito um estudo mais aprofundado das pequenas partículas de argila (MITCHELL, 1993 *apud* PEREIRA, 2004).

Segundo Santos (1989) *apud* Pereira (2004), as informações que podem ser obtidas no estudo de uma argila ao microscópio eletrônico são: hábito cristalino das partículas constituintes e possibilidade de medida das dimensões de suas partículas; identificação dos argilominerais presentes; presença de pequenos teores de argilominerais não detectáveis na Difração de Raios-X; determinação do sinal e da distribuição das cargas elétricas na superfície da partícula; entre outros.

2.5.1.6 Limites de Atterberg

Segundo Neves (2009), o ensaio de limites de consistência possibilita avaliar os teores em água que definem os diversos estados básicos. Assim, denomina-se Limite de Retração (LR), o teor em água que corresponde à transição do estado sólido para o semi-sólido. O Limite de Plasticidade (LP) é definido como o teor em água que corresponde à passagem do estado semi-sólido para o estado plástico e do estado plástico para o estado líquido, chama-se Limite de Liquidez (LL). Estes parâmetros são denominados como Limites de Atterberg.

2.5.1.7 Atividade

Pereira (2004), mostra que outra forma de avaliar a expansividade dos materiais argilosos é por meio do índice de atividade de Skempton (1953), que corresponde a razão entre o índice de plasticidade de Atterberg pelo percentual da fração inferior a 0,002 mm. Skempton considera 5 grupos de solos com base nos valores do índice de atividade em função do tipo de argilomineral, os quais são mostrados a seguir:

Inativos, com atividade $< 0,5$;

Inativos, com atividade entre $0,5 - 0,75$;

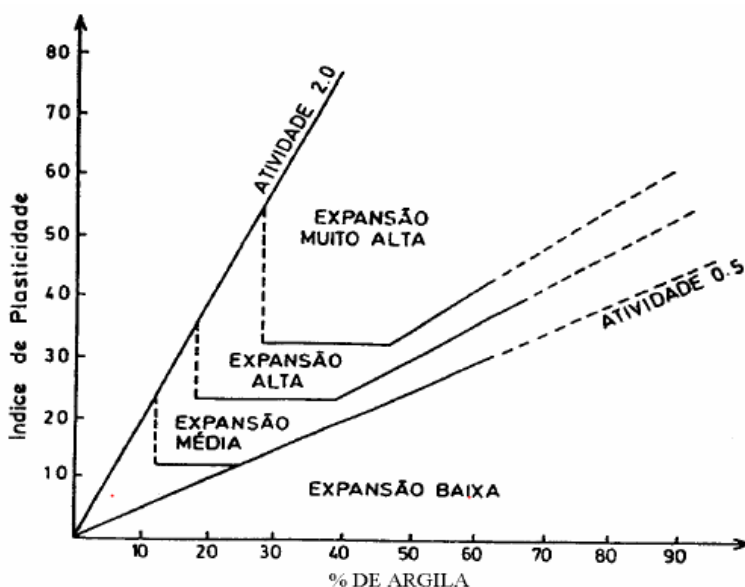
Normalmente ativos, com atividade entre $0,75 - 1,25$;

Ativos, com atividade entre $1,25 - 2$;

Ativos, com atividade > 2 .

Com base nestes índices, Williams e Donaldson (1980) *apud* Pereira (2004), estabeleceram a seguinte classificação de atividade (Figura 7).

Figura 7 - Classificação da expansividade de argilomineirais e materiais argilosos.



Fonte: Williams e Donaldson (1980) *apud* Pereira (2004).

2.5.2 Métodos diretos

Os ensaios diretos incluem todas as técnicas que determinam quantitativamente as características de mudança volumétrica de materiais expansivos (a expansão e a pressão de expansão) (PRESA, 1982).

Estes ensaios têm importante aplicação na geotecnia devido às variações de volume e pressões desenvolvidas pelos materiais argilosos, quando em contato com água, podendo causar grandes prejuízos às obras de engenharia. Os principais mecanismos que irão condicionar o comportamento geotécnico das rochas são as variações no teor de água, a descompressão dos terrenos, e as modificações da natureza química, sendo que o primeiro muitas vezes, é o principal causador da expansão e do desenvolvimento das pressões de expansão. Segundo o mesmo autor, nos ensaios de expansão procura-se definir as variações de volume do material, sujeitos ou não a sobrecargas (Pereira, 2004).

2.5.2.1 *Expansão Livre*

O ensaio de expansão livre é um dos métodos mais utilizados para determinar a expansão do solo e mede a variação da altura da amostra em relação a sua espessura inicial, ao decorrer do tempo. Consiste em posicionar a amostra de solo em um anel edométrico e adicionar água destilada, permitindo a livre expansão do solo, a qual será mensurada através de extensômetros. Existem diversas metodologias para a realização deste ensaio, referentes à aplicação ou não de sobrecargas. Quando aplicadas, as sobrecargas variam entre 1kPa, 7kPa, 10 kPa e 50 kPa. Além disso, as amostras de solo podem ser deformadas ou indeformadas, a depender da metodologia utilizada (ALVES, 2013).

2.5.2.2 *Pressão de expansão*

Pressão de expansão é a pressão que o material expansivo exerce, quando a expansão é impedida (PHILIPPONNAT, 1991 *apud* PEREIRA, 2004).

Há variados métodos que determinam a pressão de expansão, os ensaios edométricos são os mais utilizados e explicados por Presa (1982).

- Método da amostra a volume constante

Este ensaio mede a pressão axial necessária para forçar uma amostra de solo indeformada a manter uma altura constante quando confinada e imersa em água. Os valores de pressão de expansão estão intimamente ligados aos teores de umidade nos quais as amostras foram ensaiadas, podendo variar caso sejam modificados estes teores.

- Ensaio edométrico direto

Para a execução deste ensaio uma amostra indeformada ou remoldada é colocada no anel edométrico, como teor de umidade natural e submetendo-a a uma carga equivalente à soma da sobrecarga do terreno e da correspondente à estrutura que será construída. Depois do adensamento da amostra, o anel edométrico é inundado, permitindo a expansão da amostra ao decorrer do tempo até à estabilização. A partir deste ponto, a carga é incrementada, até retornar à espessura inicial. A tensão máxima obtida é a tensão de expansão da amostra.

- Ensaios edométricos múltiplos

Neste ensaio, é utilizada várias amostras com umidade natural, posicionando-as nos anéis edométricos com sobrecargas diferentes. Após a inundação e estabilização de volume destas amostras, aferem-se as expansões. Os resultados são expostos por meio de

curvas, correspondentes à variação do índice de vazios das amostras com umidade constante, e à variação dos índices de vazios das amostras inundadas, em função da sobrecarga. A interseção destas curvas corresponde à pressão de expansão da amostra.

- Ensaio edométrico duplos

Para este ensaio são necessárias duas amostras indeformadas (mais semelhantes possível), as quais são carregadas em dois edômetros diferentes, onde uma delas é ensaiada com o teor de umidade natural, e a outra, com adição de água, após estabilização de volume com pequena carga inicial. A pressão de expansão será a tensão correspondente, na amostra inundada, ao mesmo índice de vazios da amostra na umidade natural.

- Ensaio edométrico simples

Diferente do ensaio anterior, neste caso, é possível obter o valor inicial de índice de vazios, colocando-se uma única amostra no anel edométrico à umidade constante até a tensão vertical in situ, e em seguida, descarregando e inundando a amostra, que expandirá até a estabilização.

2.6 Técnicas de estabilização do solo expansivo

O solo pode ser considerado como o material de construção civil mais comum e de maior abundância na crosta terrestre. Do ponto de vista da terraplenagem e pavimentação, faz parte do subleito, sub-base, por vezes da base e até o revestimento primário. Quando as características dos solos locais não apresentam, total ou parcialmente, os requisitos exigidos, o engenheiro terá que adotar uma das seguintes atitudes (MEDINA, 1987):

- Evitar ou contornar o terreno ruim;
- Remover o solo ruim e substituí-lo por outro de qualidade superior;
- Projetar a obra para situação de terreno ruim de fundação (conviver com a situação difícil);
- Estabilizar o solo existente.

A estabilização de um solo pode ser definida como sendo a alteração de qualquer uma de suas propriedades, de forma a melhorar seu comportamento sob o ponto de vista da engenharia. Consiste em um tratamento artificial, por um processo físico, químico ou físico-químico, tornando o solo estável para os limites de sua utilização, e ainda fazendo

com que a estabilização permaneça sob a ação de cargas exteriores e também sob ações climáticas variáveis (SOLIZ, 2007).

De acordo com Guimarães (2002), a estabilização dos solos pode ser feita por diversas técnicas, que se dividem em dois grandes grupos:

- As que empregam meios mecânicos: que trabalham com a correção da granulometria e plasticidade, pela adição ou subtração de certas quantidades das frações constituintes com fim de se obter os parâmetros estabelecidos em norma;
- As que empregam meios químicos: que trabalham com aditivos orgânicos ou inorgânicos, como materiais betuminosos, resinas, cal, cimento Portland e outros.

2.6.1 Estabilização Mecânica

2.6.1.1 *Empilhamento de areia e vibrofloculação*

Este tipo de estabilização tem uma importância prática considerável devido ao seu baixo custo. Seu efeito, é simplesmente uma técnica de estabilização mecânica efetuada em profundidade, ou seja, em vez de se misturar areia ou cascalho com o solo, estes são colocados em pilhas discretas e densificadas, em intervalos predeterminados e profundidades prévias, e é feita então a compactação vibratória. Qualquer solo pode ser assim tratado, desde que o material de pilha seja escolhido para ter um tamanho de grão suficientemente maior e uma permeabilidade.

2.6.1.2 *GROUTING*

A injeção de grouting tem sido praticada por muitos anos, mais, no entanto, para tratamentos de rochas do que para solos. Isto é devido às limitações práticas impostas pela viscosidade e tamanho de partícula na penetração de uma argamassa. É difícil armar outros solos que não sejam muito arenosos, com permeabilidades de 10 a 3 cm/s, além disso o procedimento é caro.

2.6.1.3 *Membranas e espumas*

O intuito da aplicação das membranas e espumas é cortar completamente a percolação da água no solo. Dessa forma, mantendo-se o solo na condição “seca” se obtém uma estabilização importante.

Os principais problemas desta técnica são a durabilidade, força da membrana e vedação das juntas. As membranas e as espumas finas toleram apenas baixos níveis de estresse, e qualquer ruptura pode invalidar imediatamente todo o projeto. Para superar

isso, algumas membranas comercialmente disponíveis reforçaram a película de plástico com fibra de nylon ou revestiu uma película muito fina e de alta resistência com uma pele betuminosa grossa.

As principais vantagens das membranas são que estas apresentam extrema simplicidade na aplicação e isolam grandes volumes de solo por um custo de material muito pequeno. Contudo é necessário mais conhecimento dos seus fatores de segurança em operação, e em particular, eles não podem ser recomendados para usos como proteção de estabilidade em terrenos inclinados (onde o concreto pulverizado tem sido frequentemente tentado como uma membrana anti-infiltração), pois as pressões dos poros tendem a se acumular atrás da membrana finalmente rompendo-a.

2.6.1.4 Compactação

De acordo com Santos *et al.*, (1995) *apud* Soliz (2007), a estabilização mecânica por compactação refere-se ao processo de tratamento de um solo com a finalidade de minimizar sua porosidade pela aplicação de sucessivas cargas, pressupondo que a redução de volume de vazios é relacionada ao ganho de resistência mecânica.

Esta densificação é utilizada em todas as camadas do pavimento, sejam estabilizadas por outro processo ou não, e é realizada por meio de equipamento mecânico, geralmente um rolo compactador, embora, em alguns casos, como em pequenas valetas, até soquetes manuais possam ser empregados (PINTO, 2002).

2.6.1.5 Correção granulométrica

A estabilização de solos por correção granulométrica engloba as melhorias induzidas em um solo pela mistura deste com um ou mais solos que possibilitem a obtenção de um novo produto com propriedades adequadas para determinados fins de engenharia (SANTOS *et al.*, 1995 *apud* SOLIZ, 2007).

Na estabilização granulométrica procura-se obter um material bem graduado e de percentagem limitada de partículas finas, com a mistura íntima homogeneizada de dois ou mais solos e sua posterior compactação (SOLIZ, 2007).

2.6.2 Estabilização Química

A estabilização química consiste na adição de uma determinada substância química ao solo, de modo a provocar mudanças que venham a influenciar as propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade deste, atingindo-se então o objetivo de estabilizá-lo (SANTOS *et al.*, 1995 *apud* SOLIZ, 2007).

Medina (1987) relata que quando se forma a mistura solo-estabilizador pode ocorrer que o estabilizador forme ou não uma matriz contínua com o solo. Na matriz contínua o agente estabilizador preenche todos os poros e as partículas de solo ficam nela mergulhadas como se fossem um inerte de enchimento. Neste caso as propriedades do sistema são essencialmente as da matriz e as propriedades mecânicas do estabilizador predominam. Têm-se várias reações resultantes da mistura solo-estabilizador: reações físicas - variação de temperatura, hidratação, evaporação e adsorção, reações químicas - troca catiônica, precipitação, polimerização, oxidação, solução e carbonatação.

2.6.2.1 Estabilização Solo-Cimento

A estabilização solo-cimento processa-se a partir da hidratação do cimento dentro dos vazios do solo, atuando o cimento como principal agente. Através da adição do cimento é desenvolvida uma estrutura capaz de amenizar a sensibilidade às mudanças de umidade, e que possam gerar esforços de tração e compressão significativos no interior da massa de solo (SOLIZ, 2007).

Medina (1987), divide a estabilização pelo cimento nas categorias a seguir:

- Solo-cimento: é um material endurecido pela cura de uma mistura íntima compactada mecanicamente de solo pulverizado, cimento Portland e água, sendo esse endurecimento avaliado por critérios de durabilidade e resistência à compressão simples de corpos de prova. Normalmente é utilizado como base ou sub-base;
- Solo modificado ou melhorado: é um material não endurecido ou semi-endurecido, que é julgado pela alteração dos índices físicos e ou capacidade de suporte do solo. Utiliza-se um teor baixo de cimento, que não deve ser maior que 5%. Pode ser utilizado como base, sub-base ou subleito;
- Solo-cimento plástico: difere do solo cimento definido antes por ser utilizada uma quantidade maior de água durante a mistura de forma a produzir uma consistência de argamassa na ocasião da colocação. É utilizado para revestimento de valas, canais e taludes.

2.6.2.2 Solo-Cal

A quantidade de cal necessária para o tratamento de solos depende das características do solo e o uso e características mecânicas desejadas da mistura. O tratamento de solos com cal pode ser dividido em duas classes gerais: modificação do solo com cal e estabilização do solo com cal (SANDRONI E CONSOLI, 2010).

O tratamento de solos com cal não é eficiente em solos com baixo teor de argila, uma vez que o melhoramento das propriedades mecânicas é produzido pelas reações entre a cal e os minerais argílicos. Todos os argilominerais reagem com a cal, com resistência das reações geralmente aumentando na proporção da quantidade de sílica disponível (SOLIZ, 2007).

De acordo com Medina (1987), as reações entre solo-cal podem ser:

- Rápida ou imediata: floculação e permuta iônica;
- Reações lentas: reação pozolânica, carbonatação e formação de novos compostos cristalinos.

O efeito da cal nas propriedades do solo pode ser visto sob vários aspectos:

- Distribuição granulométrica: há um aumento do tamanho dos grãos, tanto mais acentuada quanto mais fino o solo natural. A agregação pode se desfazer em parte quando se embebe o solo-cal na água, porém muitos agregados tornam-se hidrofóbicos;
- Plasticidade: o LP cresce com o uso da cal e o LL tende a diminuir. O aumento do teor de cal acarreta valores de IP cada vez menores. O IP varia com o tempo de reação;
- Variação de volume: o tratamento de um solo expansivo com cal reduz as variações de volume do solo quando este absorve água;
- Compactação: a densidade diminui e o teor de umidade ótima aumenta quando se trata um solo com cal;
- Resistência: a resistência à compressão simples é o ensaio mais comumente utilizado.

2.6.2.3 Solo-Polímero

Soliz (2007) relata que a atuação de polímeros de origem natural ou artificial como estabilizantes dos solos, baseia-se na capacidade de estes repelirem a água, definida como propriedade hidrófoba, e de gerarem coesão por meio de polimerização.

Considerando o caráter iônico dos polímeros, eles podem ser aniônicos, atuando no sentido de promoverem a dispersão dos solos; neutros, caso em que não influenciam nas condições de floculação ou dispersão dos solos; e catiônicos, atuando no sentido de promoverem a floculação dos solos. Sabe-se também que os materiais orgânicos poliméricos, em geral, são mais eficientes quando aplicados na estabilização de solos ácidos (INGLES E METCALF, 1973 *apud* SOLIZ, 2007).

2.6.2.4 Solo-Cloreto

Dentre os principais sais utilizados destacam-se o cloreto de cálcio, cloreto de magnésio e cloreto de sódio. As características do tratamento com cloretos, são apresentadas por Medina e Motta (2004).

Cloreto de cálcio:

- Permanência da umidade e aumento da massa específica durante a compactação;
- Tensão superficial aumentada provoca aumento da massa específica durante a cura;
- Os íons Ca^{++} podem melhorar as propriedades da argila tipo montmorilonita;
- Redução do ponto de congelamento;
- Aplica-se somente a solos granulares bem graduados;
- Efeito corrosivo e lixiviação.

Cloreto de Sódio:

- Melhora a retenção de água e aumenta o peso específico durante a compactação;
- Reduz o ponto de congelamento;
- Pode causar cimentação se existir 3 $CaCO$;
- Aplica-se somente a solos granulares bem graduados;
- Lixiviação pela chuva;
- Pode provocar superfície mais escorregadia.

2.6.2.5 Solo-Ácido Fosfórico

A estabilização de solos com ácido fosfórico pode ser compreendida como aquela que ocorre a partir de reações químicas deste ácido com os elementos do solo, com a formação de fosfatos de ferro ou de alumínio, que se mostram como compostos duros e insolúveis (MEDINA, 1987).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

3.1.1 Solo Expansivo

Para a realização deste trabalho foi utilizado um solo coletado num terreno do loteamento Santa Cecília, divisa com a BR-101, localizado no município Nossa Senhora do Socorro, Estado de Sergipe, situado à $10^{\circ}51'18''\text{S}$ e $37^{\circ}07'33''\text{O}$. O material é do tipo massapê, e por ter sido coletado no período chuvoso, não apresentou resistência à escavação, como mostra a Figura 8.

A atividade de coleta foi realizada com o apoio da empresa Sonda Engenharia e Construções LTDA., onde as amostras deformadas foram levadas para o Laboratório de Geotecnia e Pavimentação do Departamento de Engenharia Civil da UFS, onde foram condicionadas em bandejas para perder umidade e em seguida fosse feito o destorroamento e quarteamento de modo a se obter amostras representativas, conforme Figuras 8, 9 e 10.

Figura 8 - Coleta de amostra de solo para pesquisa



Fonte: Autor (2018).

Figura 9 - Amostra em bandejas para secagem, para depois ser destorroada.



Fonte: Autor (2018).

Figura 10 - Amostra de solo destorroado.



Fonte: Autor (2018).

3.1.2 Resíduo de Construção e Demolição - RCD

O resíduo de construção e demolição deste trabalho é o mesmo utilizado na dissertação de mestrado de Fagner Ismael Teixeira (Santana, 2014), onde o autor faz uma expressiva descrição e menciona a procedência do resíduo.

Para a dissertação de (Santana, 2014), foram coletadas 3 amostras de agregados de RCD provenientes da usina recicladora instalada no município de Nossa Senhora do Socorro, pertencente à Região Metropolitana de Aracaju.

De acordo com Santana (2014), no processo de reciclagem da usina, o RCD passa pelas etapas de triagem, trituração e peneiramento. Após o peneiramento, são geradas e separadas três faixas granulométricas de agregados que, conforme a NBR 15116 (2004), podem ser classificados em agregados reciclados miúdos ou graúdos. Os primeiros são os

materiais que passam na peneira de malha com abertura de 4,8 mm, e os agregados reciclados graúdos são aqueles que ficam retidos nessa peneira.

Almejando-se o melhoramento do solo expansivo estudado, através da substituição de parte deste por agregados reciclados miúdos (Figura 11), foram necessários cerca de 43 kg fornecidos pela usina recicladora neste trabalho.

Figura 11 – Resíduo da Construção e Demolição coletados e reciclados



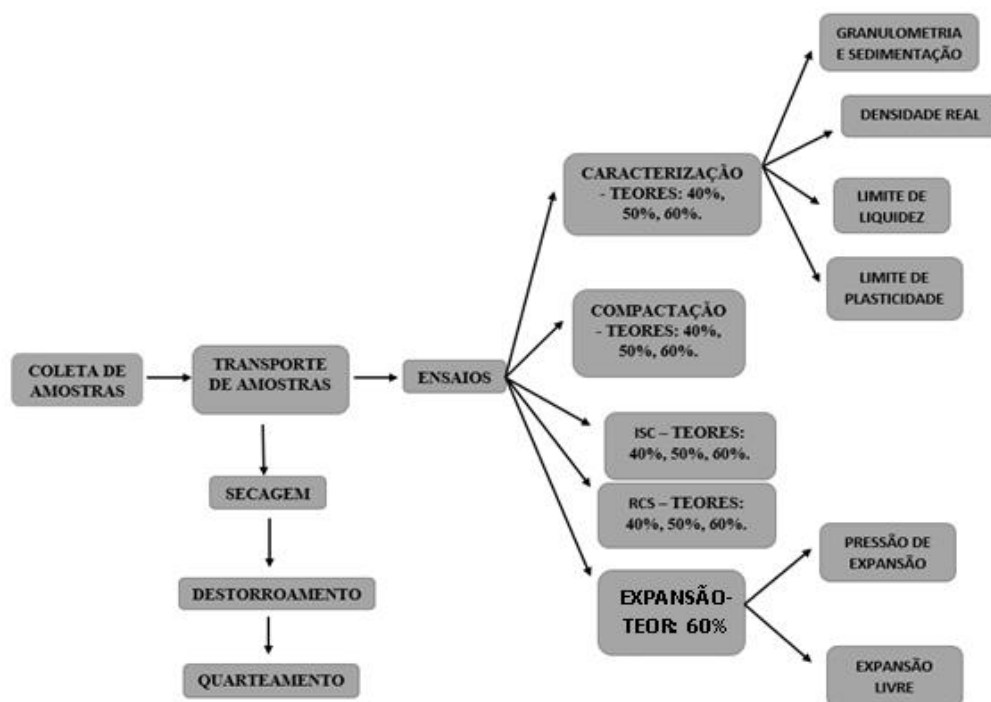
Fonte: Santana (2014).

3.2 Metodologia

O processo experimental para esta pesquisa foi dividido em duas etapas:

- primeiro referente à caracterização física das amostras de solo, dos agregados e das misturas solo + agregados;
- na segunda etapa foram realizados ensaios de compactação, com Proctor intermediário, e os ensaios mecânicos, Índice de Suporte Califórnia, Resistência à Compressão Simples, Pressão de Expansão e Expansão Livre. Destaca-se que todos os ensaios foram realizados, tanto físicos, quanto mecânicos pelo menos duas vezes, e quando os valores obtidos possuíam uma diferença maior que 10% da média dos resultados, um terceiro ensaio era realizado. A Figura 12 apresenta um fluxograma das etapas experimentais feitas neste trabalho.

Figura 12 - Fluxograma das etapas experimentais do trabalho.



Fonte: Autor (2018).

3.2.1 Adição do Resíduo de Construção e Demolição à amostra de solo

A quantidade de RCD utilizado nas amostras foi determinado de acordo com a massa de material necessária para cada ensaio, a partir desta, foram calculadas a quantidade de resíduo de construção e demolição nos teores de 40%, 50% e 60%. A mistura é feita com o auxílio da bandeja e colher de pedreiro, a fim de torna a composição a mais homogênea possível. Foi feita a homogeneização de quantidade necessária para cada percentual, para só após repartirmos as amostras de cada ensaio. A Figura 13 mostra a composição de 40% Solo + 60% RCD, devidamente homogeneizada.

Figura 13 - Mistura de material – 40% Solo + 60% RCD.



Fonte: Autor (2018).

3.2.2 Ensaios de Caracterização

De modo a conhecer e classificar o solo e as misturas solo + agregados, foram executados ensaios de Análise Granulométrica, Densidade Real e Limites de Atterberg. A preparação das amostras para realização destes ensaios seguiu a norma NBR 6457:1986 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

3.2.2.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica consiste na determinação das dimensões das partículas presentes nos materiais. O ensaio foi realizado em amostras de solo sem e com o RCD, e a devida preparação seguiu os procedimentos que constam na norma NBR 7181:2016 – Solo – Análise Granulométrica. Esta norma emprega a associação do peneiramento com à sedimentação, com uso de hexametáfosfato de sódio (Figura 14)

Figura 14 - Peneiramento e Sedimentação.



Fonte: Autor (2018).

3.2.2.2 Massa específica Real

A Massa específica Real corresponde à relação entre a massa de uma amostra de solo e o volume ocupado pelas partículas sólidas. O procedimento de ensaio seguiu a norma DNER-ME 093/94 – Determinação da densidade real, a qual descreve o método do picnômetro (Figura 15).

Figura 15 - Ensaio de Massa específica Real.



Fonte: Autor, 2017.

3.2.2.3 Limites de Atterberg

- Limite de Liquidez

O limite de liquidez corresponde ao teor de água correspondente à passagem do estado plástico para o fluído. A preparação da amostra foi feita de acordo com a norma NBR 6459:1984, este limite corresponde à umidade necessária para o fechamento de 13 mm de comprimento dos bordos inferiores de uma ranhura que é feita numa amostra de solo na concha do aparelho de Casagrande, com seu cinzel, sob ação de 25 golpes e com uma altura de queda de 1 cm, a Figura 16 mostra a execução do ensaio.

Figura 16 - Execução do ensaio de Limite de Liquidez.



Fonte: Autor (2018).

- Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade corresponde ao teor de umidade referente à transição do solo do estado plástico para o estado semi-sólido. Refere-se a umidade com a qual, na iminência à fissuração, consiga ser moldado, com a palma da mão numa placa de vidro esmerilhada, cilindros com 3 mm de diâmetro, como mostra a Figura 17. O ensaio foi executado com base na norma 7180:1984 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.

Figura 17 - Execução do ensaio de Limite de Plasticidade.



Fonte: Autor (2018).

3.2.3 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação tem como finalidade a determinação do peso específico seco aparente máximo (γ_d) e umidades ótimas ($W_{ót}$) tanto do solo natural quanto das misturas com o RCD, o procedimento do ensaio seguiu a norma NBR 7182:1986 – Solo – Ensaio de Compactação. Neste trabalho foi utilizada a energia Proctor Intermediário, com reuso de material, a Figura 18 mostra a execução do ensaio.

Figura 18 - Procedimentos do ensaio de compactação.



Fonte: Autor (2018).

3.2.4 Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – ISC

A partir do peso específico seco aparente máximo (γ_d) e umidade ótima ($W_{ót}$) obtidos no ensaio de compactação, foram moldados corpos de prova a fim de verificar a capacidade

de suporte e expansão do solo e das misturas solo-RCD, como descreve a norma NBR 9895:2016 – Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC) – método de ensaio.

A prensa mecânica manual utilizada foi da marca Pavitest (Figura 30), com anel dinamométrico com capacidade de 5.000 Kgf e extensômetro de resolução de 0,001 mm. A Figura 19 a seguir mostra a execução do ensaio.

Figura 19 - Procedimento do ensaio de ISC.



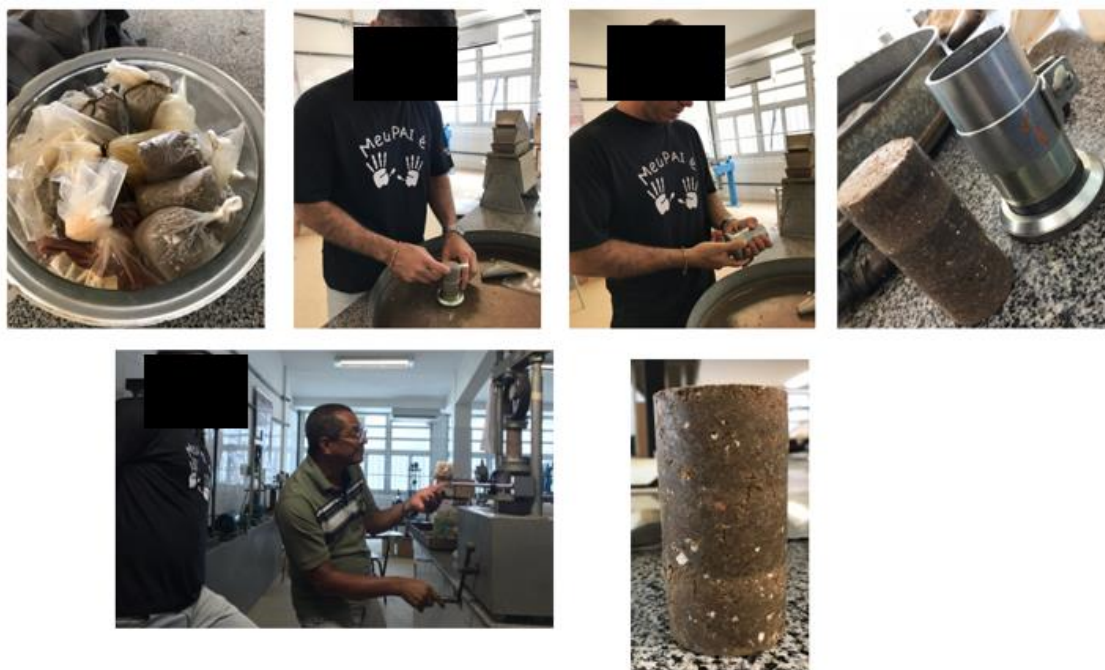
Fonte: Autor (2018).

3.2.5 Resistência à Compressão Simples – RCS

O ensaio RCS foi realizado com base na norma NBR 12770:1992 – Solo Coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. Este ensaio é o método mais simples e rápido para se obter a resistência não confinada e ao cisalhamento de solos coesivos.

A Figura 20 mostra todo o procedimento de ensaio, a preparação do material para a moldagem dos corpos de prova e, em seguida, uma sequencia de 3 corpos de prova, para cada teor de RCD. Após moldados os CPs foi executado o ensaio com deformação controlada a uma velocidade de 1 mm/min em todos os corpos de prova.

Figura 20 - Procedimento do ensaio de RCS.



Fonte: Autor (2018).

3.2.6 Expansão Livre e Pressão de Expansão

Para a realização dos ensaios de Expansão Livre e Pressão de Expansão foi seguida as recomendações da norma americana ASTM D – 4546 – 03, pois no Brasil ainda não são normatizadas. Dentre os métodos descritos nesta norma, foi adotado o método A.

Para realizar os ensaios de expansão livre, utilizou-se a prensa, anéis e células edométricos usados para os ensaios de adensamento. Os corpos de prova (CP) foram moldados de acordo com parâmetros próximos ao peso específico aparente seco máximo e à umidade ótima, definidos por meio dos ensaios de compactação. O anéis edométricos utilizados na moldagem dos corpos de prova, tinham diâmetro interno em torno de 71 mm e possuía uma altura de 20 mm. Foram usados filtros de papel e pedras porosas nas duas faces da amostra para que permitisse a passagem da água, a penetração pela base e pelo topo do corpo de prova (CP).

Depois de colocar a célula edométrica na prensa de adensamento, foi aplicado de acordo com a norma, uma tensão de assentamento mínima de 1 kPa. Após cinco minutos, o extensômetro foi calibrado para a leitura inicial. Posteriormente, o corpo de prova foi imposto à saturação em água destilada por ambas as faces, de modo que permitisse a sua expansão axial. Esta foi verificada e observada até que um valor constante fosse atingido entre as leituras sucessivas. Anteriormente, foram feitas leituras no extensômetro para os tempos estabelecidos pela norma americana. A obtenção dos percentuais de expansão foi

feita por meio da relação entre a deformação vista no extensômetro e a altura inicial pertencente ao corpo de prova.

Os resultados obtidos pelo ensaio foram colocados em um gráfico cuja abscissa representa o tempo em escala logarítmica, e a ordenada, o percentual de expansão. Os ensaios foram feitos até que se observassem as expansões primárias e secundárias, e posteriormente fosse determinado o valor final da expansividade pertencente à amostra.

Com relação ao ensaio de pressão de expansão, este é realizado semelhante ao de expansão livre. Os corpos de prova foram preparados com o mesmo procedimento mencionado. Depois da inundação da célula, foram realizadas leituras de expansão até o momento em que fosse visualizado o final da expansão primária. A partir deste momento, adicionaram-se sobrecargas sucessivas atuando no topo do corpo de prova, de modo que restringisse a expansão do solo. Estas adições foram finalizadas quando o índice de vazios final ficou equivalente ao índice de vazios inicial, ou seja, quando a altura do CP voltou ao seu valor inicial e não foi verificada nenhuma expansão no extensômetro. Os resultados obtidos foram plotados em um gráfico que a abscissa é a pressão aplicada, e a ordenada representa a expansão registrada.

3.2.7 Difração de Raio-X

As medidas de DRX foram realizadas usando um difratômetro de raios X *Empyrean* de marca *Panalytical*. Nessa técnica, as amostras foram colocadas em um porta amostras de silício não orientado (zero *background*) e submetida a um feixe de raios X. Ao mesmo tempo, os raios X difratados, em função do ângulo 2θ , são coletados por um detector linear num passo angular de 0.013° , com um tempo de exposição de 150 s por passo, entre um intervalo de 04 a 85 graus, a Figura 17 mostra toda a preparação para o ensaio de Difração de raios-X.

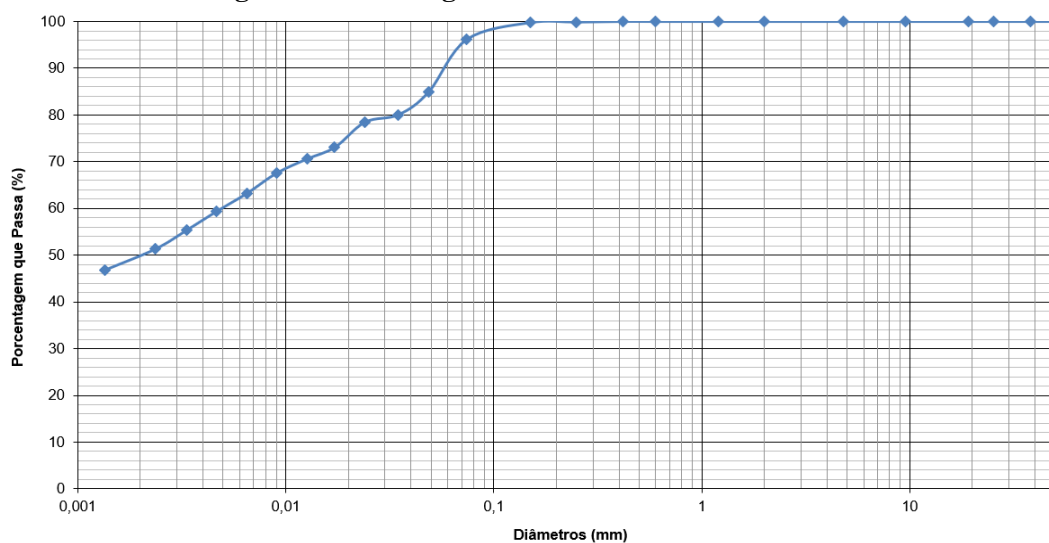
Essas medidas foram utilizadas de modo a caracterizar estruturalmente as amostras de forma qualitativa. Para identificação das fases, foi utilizado o programa *X'Pert HighScore* da Phillips. Esse equipamento, citado acima, encontra-se no Laboratório de Preparação e Caracterização de Materiais Magnéticos do Departamento de Física do Campus Prof. Alberto Carvalho, na Universidade Federal de Sergipe (DFCI-UFS), sob a coordenação dos professores do GPMAT (Grupo de Pesquisa em Materiais).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Caracterização geotécnica do solo natural

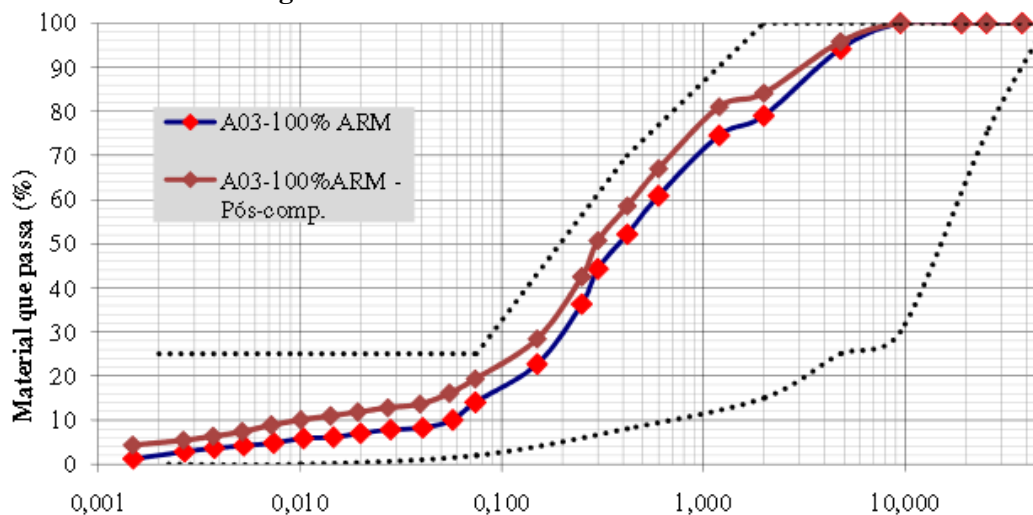
Os ensaios de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação revelaram predominância de material fino (argila e silte), com aproximadamente 96,18% passando na peneira de nº 200, e teor de argila, fração com diâmetro inferior a 0,002 mm, em torno de 60,19 %. A curva granulométrica pode ser visualizada na Figura 21. Com a utilização da NBR 6502 (ABNT, 1995) foram determinados os percentuais de pedregulho, areias grossa, média e fina, além da fração de silte e argila, levando em consideração as faixas estabelecidas por essa norma, como mostra a Figura 21. Foi colocada, a título de comparação, a curva granulométrica do RCD (Figura 22).

Figura 21 - Curva granulométrica do solo natural.



Fonte: Autor (2018).

Figura 22 - Curva Granulométrica do RCD



Fonte: Santana (2014)

Tabela 1 - Resumo granulométrico do solo natural

Fração	Solo natural
Pedregulho (%)	0,00
Areia (%)	3,83
Silte (%)	35,99
Argila (%)	60,19

Fonte: Autor (2018).

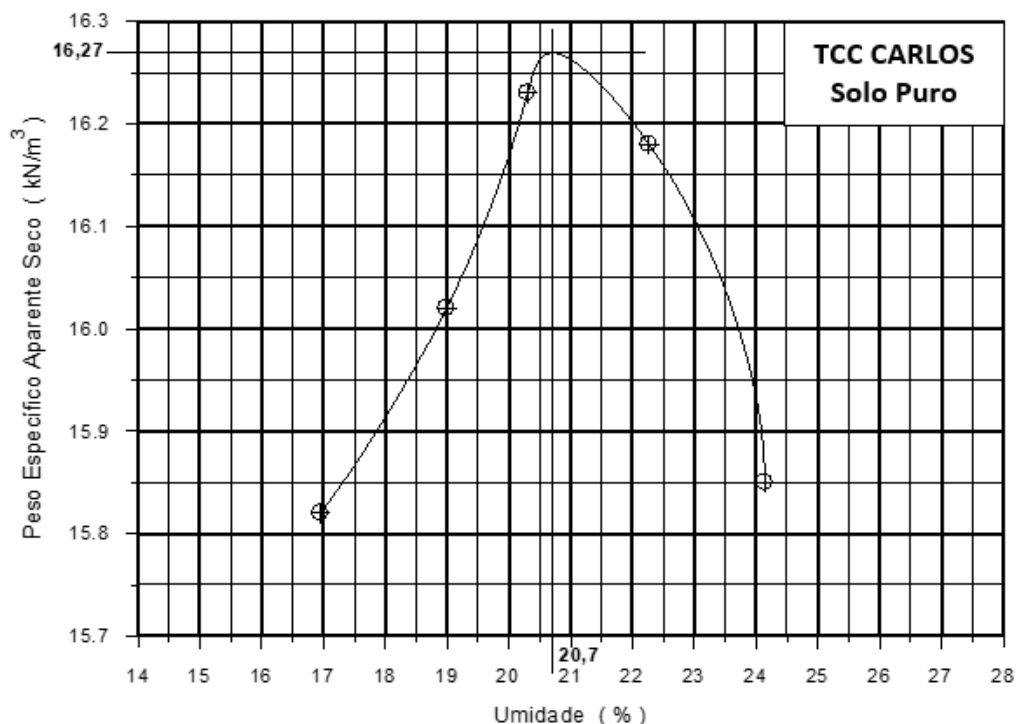
Os limites de liquidez e o índice de plasticidade obtidos para o solo foram 72% e 39%, respectivamente, cujo índice caracteriza o solo natural, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), em uma argila inorgânica de alta plasticidade - CH, por estar situado acima da linha A do gráfico de plasticidade de Casagrande e possuir limite de liquidez maior que 50%.

De acordo com a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), o solo apresenta índice de grupo igual a 20 e pertence ao grupo A-7-5, por ser predominantemente argiloso, ter alta porcentagem de material passante na peneira n°. 200, Índice de Plasticidade superior a 30 e Limite de Liquidez maior que 70.

De acordo com o Índice de Atividade de Skempton, o solo em estudo possui um índice de atividade igual a 0,78 (IP/% que passa na peneira n° 200). Dessa forma, com base no gráfico da Figura 07, que classifica a expansividade de um solo com base nos índices de Skempton, constatou-se que esse material possui um alto potencial expansivo.

A Figura 23 mostra a curva de compactação do solo natural. É possível notar um formato de sino, típico na maioria dos solos argilosos (DAS, 2007). Pelo gráfico pode ser determinado os valores de $\gamma_{\text{máx}} = 16,27 \text{ kN/m}^3$ e $W_{\text{ótima}} = 20,7\%$.

Figura 23 - Curva de compactação do solo natural.



Fonte: Autor (2018).

Quanto ao ensaio do ISC, o solo natural apresentou resultado 2% e expansão 9,12% após 4 dias de submersão.

Em relação ao ensaio de RCS, foi obtido o valor médio igual a 523,6 kPa, que corresponde a 5,34 kgf/cm^2 . Segundo Marangon (2009), as argilas mais duras, apresentam maiores resistência à compressão e coesão, as mesmas tendem a seguir essa correlação, como mostra a Tabela 2.

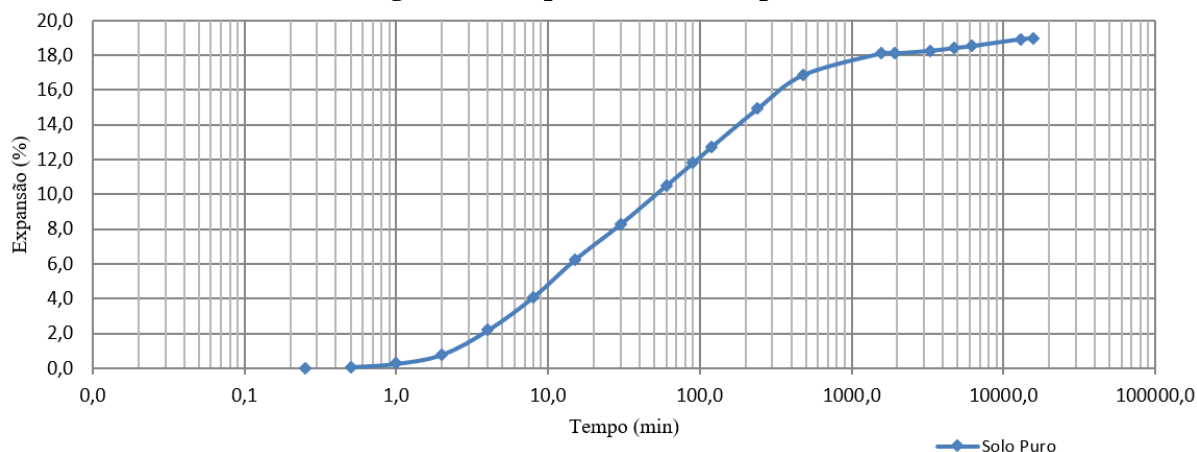
Tabela 2 - Resistência à compressão e coesão para argilas

Consistência	Resistência à compressão	Coesão
	Kg/cm^2	Kg/cm^2
Muito mole	0 – 0,25	0 – 0,12
Mole	0,25 – 0,50	0,13 – 0,25
Média	0,50 – 1,00	0,25 – 0,50
Rija	1,00 – 2,00	0,50 – 1,00
Muito rija	2,00 – 4,00	1,00 – 2,00
Dura	> 4,00	> 2,00

Fonte: Marangon (2009)

No ensaio de expansão livre (Figura 24), o solo obteve uma expansão relativamente alta, 18,99%, o que era esperado, pois o solo tinha um percentual de argila alto, sendo que um dos argilominerais contidos nessa argila era a saponita, uma espécie de esmectita, altamente expansiva. Vale ressaltar que, o índice de vazios inicial determinado ao se usar os parâmetros ótimos obtidos na compactação foi de 0,673, aumentando para 1,096 ao finalizar o ensaio.

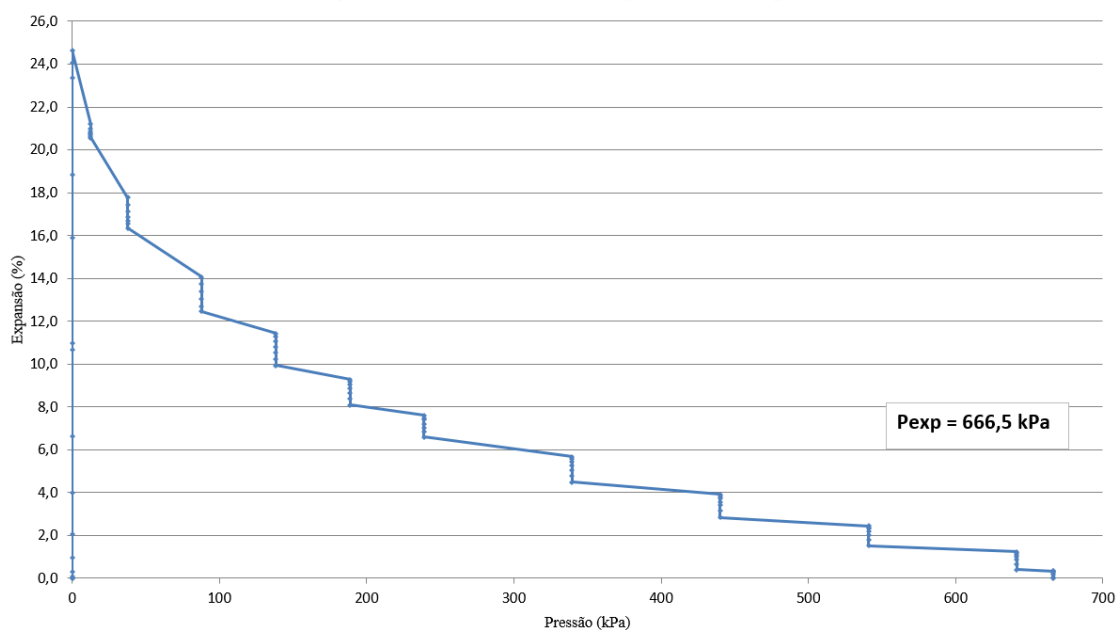
Figura 24 - Expansão livre solo puro



Fonte: Autor (2018)

O solo puro possui alta pressão de expansão, como mostra o resultado exposto na Figura 25, alcançando em torno de 665,5 kPa ao finalizar o ensaio. O processo de adição de sobrecarga foi iniciado imediatamente após a expansão primária.

Figura 25 - Pressão de expansão solo puro



Fonte: Autor (2018)

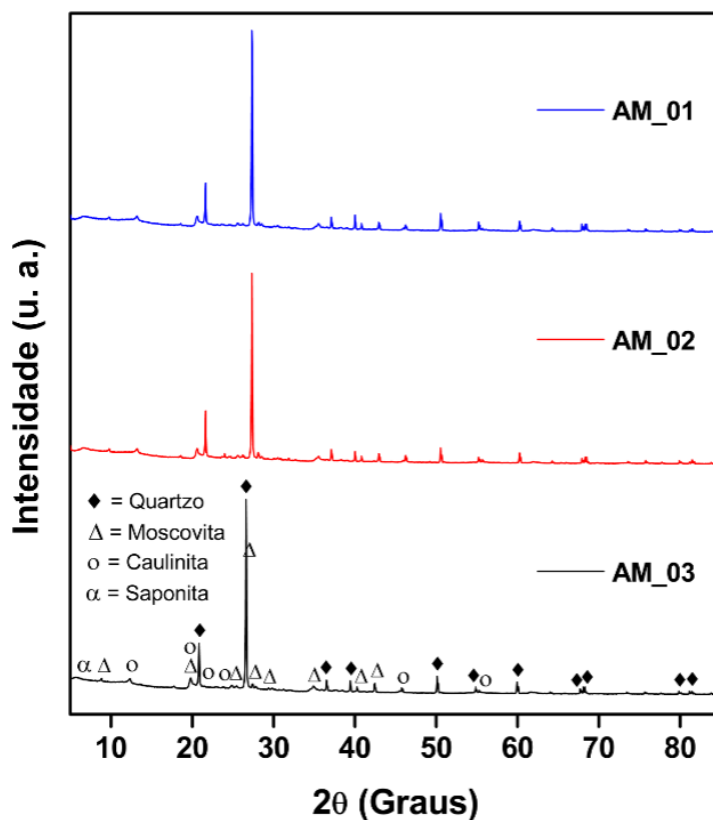
As medidas de Difração de Raios - X foram realizadas usando um difratômetro de raios X *Empyrean* de marca *Panalytical*. Nessa técnica, as amostras foram colocadas em um porta amostras de silício não orientado (zero *background*) e submetida a um feixe de raios X. Ao mesmo tempo, os raios X difratados, em função do ângulo 2θ , são coletados por um detector linear num passo angular de 0.013° , com um tempo de exposição de 150 s por passo, entre um intervalo de 04 a 85 graus, a Figura 17 mostra toda a preparação para o ensaio de Difração de raios-X.

Essas medidas foram utilizadas de modo a caracterizar estruturalmente as amostras de forma qualitativa. Para identificação das fases, foi utilizado o programa *X'Pert HighScore* da Phillips. Esse equipamento, citado acima, encontra-se no Laboratório de Preparação e Caracterização de Materiais Magnéticos do Departamento de Física do Campus Prof. Alberto Carvalho, na Universidade Federal de Sergipe (DFCI-UFS), sob a coordenação dos professores do GPMAT (Grupo de Pesquisa em Materiais).

Na Figura 26 está o resultado da análise do solo expansivo, usado nas misturas do RCD com o solo expansivo. Nota-se a presença de alguns argilo-minerais, dentre os quais podemos identificar uma espécie de esmectita, que é a saponita, rica em Mg, a mesma possui características expansivas quando úmida e de contração quando seca, provocando movimentação na estrutura do solo, facilmente observável em solos ricos com esse tipo de argilo-mineral (PEREIRA, 2004).

A Caulinita e a Muscovita presentes são argilo-minerais de pouca expansividade, enquanto o quartzo é o mineral mais comum na fração areia dos solos.

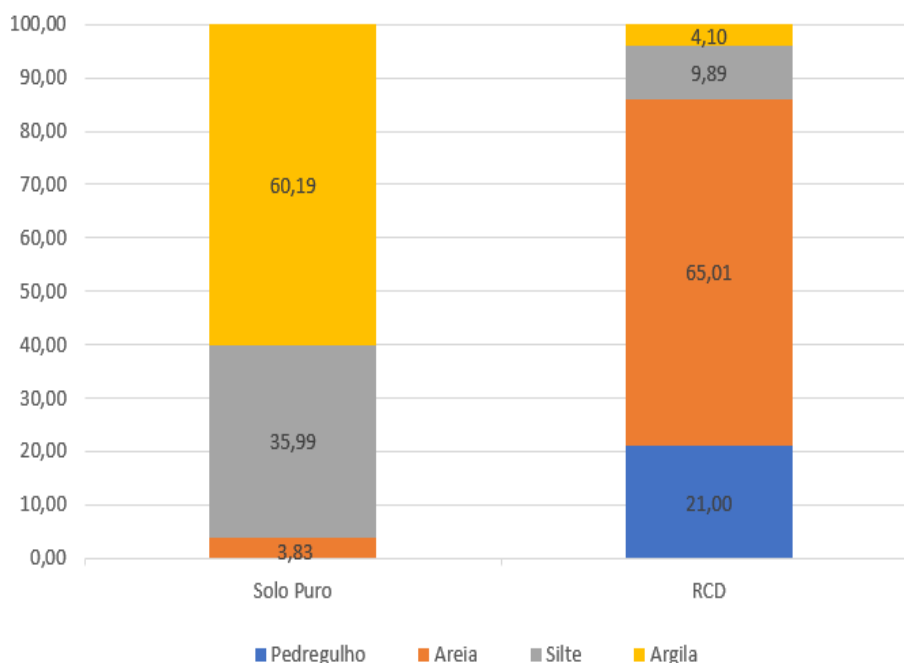
Figura 26 - Resultado do DRX do solo expansivo



Fonte: Autor (2018).

4.2 Caracterização geotécnica do RCD

As frações granulométricas do resíduo estão apresentadas na Figura 27. Onde podemos comparar a grande diferença na composição granulométrica do solo expansivo e do RCD. Nota-se que o RCD possui em sua granulometria, partículas com maiores diâmetros, que irão compensar a falta destas no solo puro, podendo assim diminuir a expansão proveniente dos argilominerais do solo puro.

Figura 27 - Resumo granulométrico – Solo Puro e RCD.

Fonte: Santana (2014).

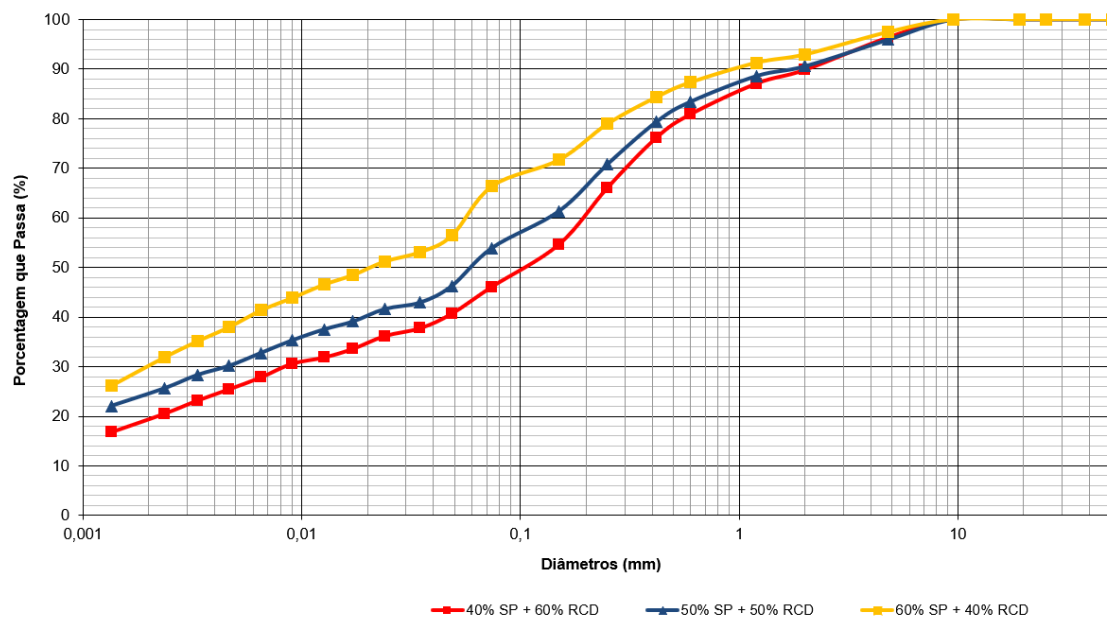
O limite de liquidez teve como resultado um resíduo não líquido (NL) e o limite de plasticidade não plástico (NP), a massa específica real $2,653 \text{ g/cm}^3$ e o índice de grupo pela classificação HRB A-2-4 (0).

4.3 Caracterização geotécnica das misturas

4.3.1 Análise Granulométrica

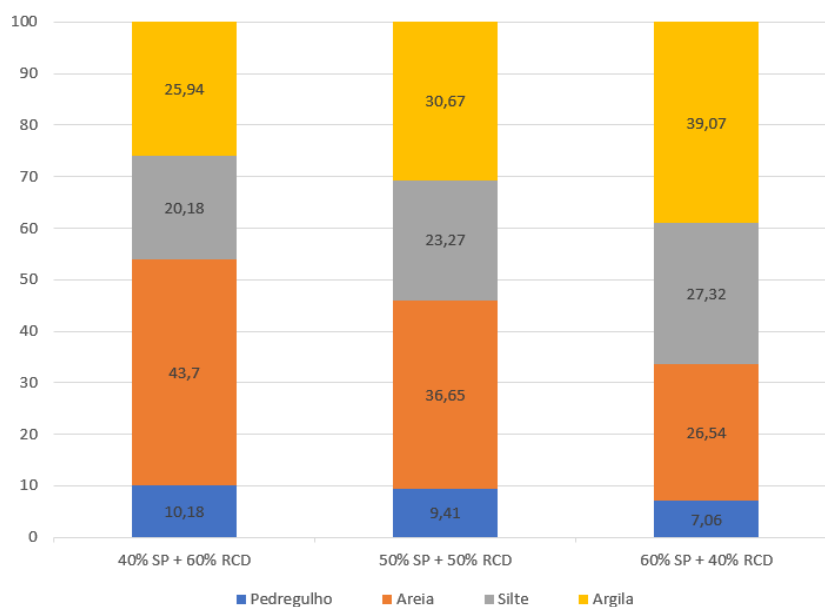
Os ensaios de análise granulométrica das misturas solo + RCD, com os teores de 40%, 50% e 60% de RCD, apresentaram as curvas granulométricas apresentadas na Figura 28. O Coeficiente de Uniformidade (C_u) das misturas com 40%, 50% e 60% de RCD foram respectivamente 253,94; 230,73 e 115,93; já o Coeficiente de Curvatura (C_c) foram 0,47; 0,26 e 0,14.

Figura 28 - Curvas granulométricas – Misturas Solo Puro + RCD 40%, 50% e 60%.



Fonte: Autor (2018).

A Figura 29 mostra o resumo das frações de pedregulho, areia, silte e argila das misturas propostas. Pode-se inferir da figura que com o aumento do percentual de RCD na mistura, a fração de argila e silte diminuíram sensivelmente, enquanto as frações mais grossas, areia e pedregulho, aumentaram, possibilitando uma menor coesão, já que as frações grossas não têm coesão e a menor quantidade de argilominerais provocarão menor expansão no solo puro.

Figura 29 - Resumo granulométrico – Misturas Solo Puro + RCD 40%, 50% e 60%.**Fonte: Autor (2018).**

4.3.2 Massa específica real

Os valores de massa específica real obtidos para as amostras de solo puro e misturas com RCD são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Massa específica real dos materiais estudados.

Massa específica real (g/cm³)	
Solo Puro	2,690
40% SP + 60% RCD	2,668
50% SP + 50% RCD	2,673
60% SP + 40% RCD	2,677

Fonte: Autor (2018).

Nos ensaios de massa específica real, nota-se que com o aumento do percentual de RCD na mistura, a massa específica real diminui, provavelmente por ter aumentado os espaços vazios na mistura, já que o RCD possui frações granulométricas de diâmetros bem maiores que o solo puro.

4.3.3 Limites de Atterberg

A Tabela 4 mostra os resultados obtidos no ensaio de limite de liquidez e limite de plasticidade, além da classificação do solo natural e das respectivas misturas com o RCD, em conformidade com os sistemas AASHTO e SUCS.

Tabela 4 - Limites de Atterberg e classificação das misturas.

Misturas	Resultados (%)	AASHTO	SUCS
40% Solo Puro + 60% RCD	Limite de Liquidez → 34	A-6	SC
	Limite de Plasticidade → 19		
	Índice de Plasticidade → 15		
50% Solo Puro + 50% RCD	Limite de Liquidez → 36	A-6	CL
	Limite de Plasticidade → 18		
	Índice de Plasticidade → 18		
60% Solo Puro + 40% RCD	Limite de Liquidez → 47	A-7-5	CL - CH
	Limite de Plasticidade → 21		
	Índice de Plasticidade → 26		

Fonte: Autor (2018).

Pode-se notar que a mistura com 60% solo + 40% RCD apresentou características semelhantes ao solo puro, na classificação da AASHTO a mistura é uma argila muito expansiva (A-7-5), resultado que é igual à do solo puro, porém na do SUCS a mistura está na transição entre uma argila inorgânica de alta plasticidade a uma de média a baixa plasticidade (CL-CH). Já nas frações com mais RCD na mistura, as classificações mudaram sensivelmente, sendo que a mistura 40% solo + 60% RCD, pela AASHTO tem classificação A-6, e no SUCS é uma areia argilosa (SC). Em relação aos Limites de Atterberg, com o aumento do percentual de RCD, o índice de plasticidade diminuiu, o que já era um resultado previsto, visto que diminuiu a fração de finos, argila e silte, que são os que dão a plasticidade a mistura, e aumentou a fração grossa, areia e pedregulho, que não possuem plasticidade.

4.3 Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados com energia de Proctor Intermediário, no solo puro e nas misturas solo + RCD, os valores obtidos para os parâmetros de compactação, umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados dos parâmetros de compactação.

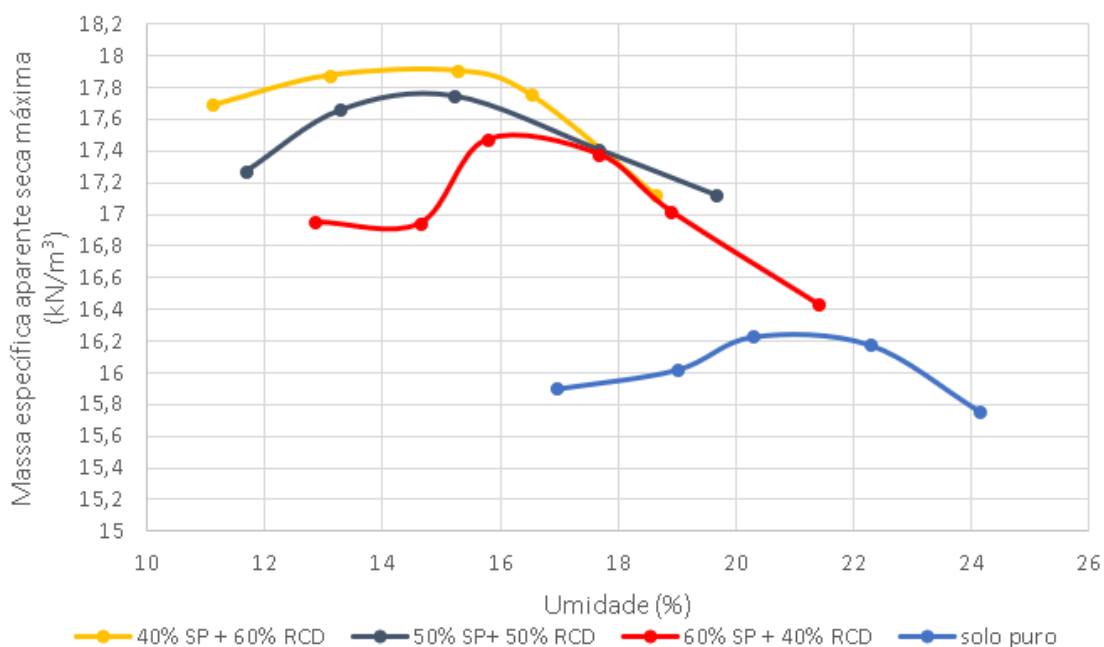
Misturas	Umidade Ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (kN/m³)
40% SP + 60% RCD	14,4	17,94
50% SP + 50% RCD	14,7	17,76
60% SP + 40% RCD	16,7	17,50

Fonte: Autor (2018).

Analisando os resultados obtidos no ensaio de compactação, pode-se perceber que aumenta a massa específica aparente seca máxima e diminui o teor de umidade ótima, quando ocorre o aumento do percentual de RCD na mistura. Isto se dá à diminuição da quantidade de argilomineral, que é o componente que mais tem afinidade a água e por possuir uma distribuição granulométrica mais contínua, permitindo um melhor arranjo das partículas na mistura, reduzindo os espaços vazios.

A Figura 30 ilustra as curvas de compactação para cada mistura solo + RCD.

Figura 30 - Curvas de compactação: misturas solo + RCD.



Fonte: Autor (2018).

4.4 Índice de Suporte Califórnia - ISC

Os corpos de prova utilizados para a realização desse ensaio foram moldados com o teor de umidade próximos à ótima, retidos dos ensaios de compactação. A Tabela 6 apresenta os valores de ISC e expansão obtidos dos ensaios com o solo puro e com as misturas preparadas com 40%, 50% e 60% de RCD.

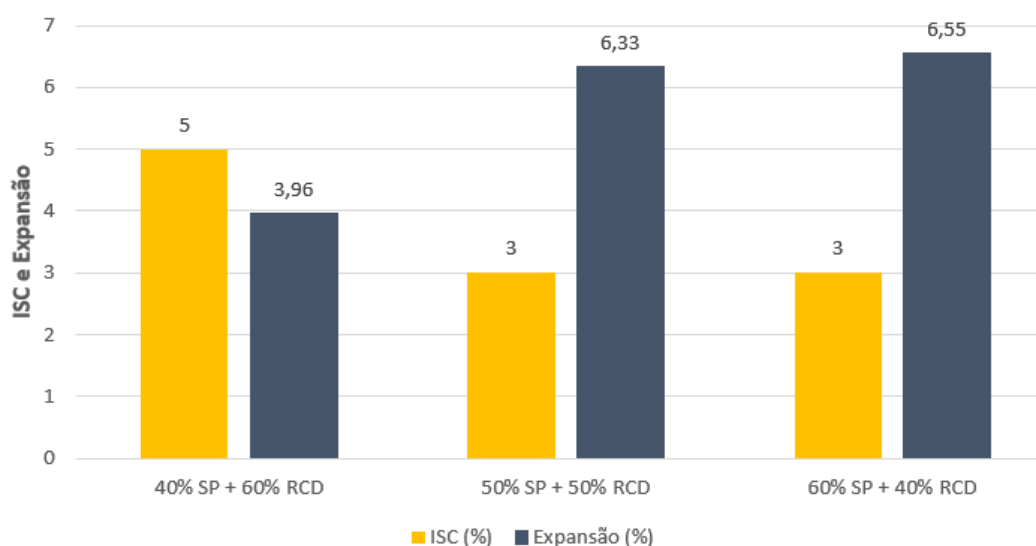
Tabela 6 - Resultados do ensaio de ISC

Misturas	ISC (%)	Expansão (%)
SP	2	9,12
40% SP + 60% RCD	5	3,96
50% SP + 50% RCD	3	6,33
60% SP + 40% RCD	3	6,55

Fonte: Autor (2018).

Os resultados obtidos dos ensaios de ISC, mostraram que as misturas não sofreram aumento significativo da resistência, mesmo no percentual mais alto de RCD, como mostra a Figura 31, portanto as mesmas não poderiam ser aproveitadas para uma pavimentação rodoviária, já que pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), o ISC teria que ser maior que 20, se aplicado como sub-base ou maior que 80, se aplicado como base de um pavimento flexível. Em relação à expansão, pode-se aferir dos ensaios que as misturas não apresentaram redução significativa, quando comparadas com o solo puro, condição indesejada ao que era esperado, já que o ideal seria uma expansão de no máximo 1%, no caso do uso em pavimentação rodoviária.

Figura 31 – ISC e Expansão solo + RCD



Fonte: Autor (2018).

4.5 Resistência à Compressão Simples - RCS

Os ensaios de resistência à compressão simples serviram para verificar o comportamento da mistura de solo com o RCD, comparando os resultados de resistências obtidos das amostras, como mostra a Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados do ensaio de RCS

Misturas	RCS (kPa)	Coesão (kPa)
40% SP + 60% RCD	452,3	233,9
50% SP + 50% RCD	488,9	244,5
60% SP + 40% RCD	489,8	244,9

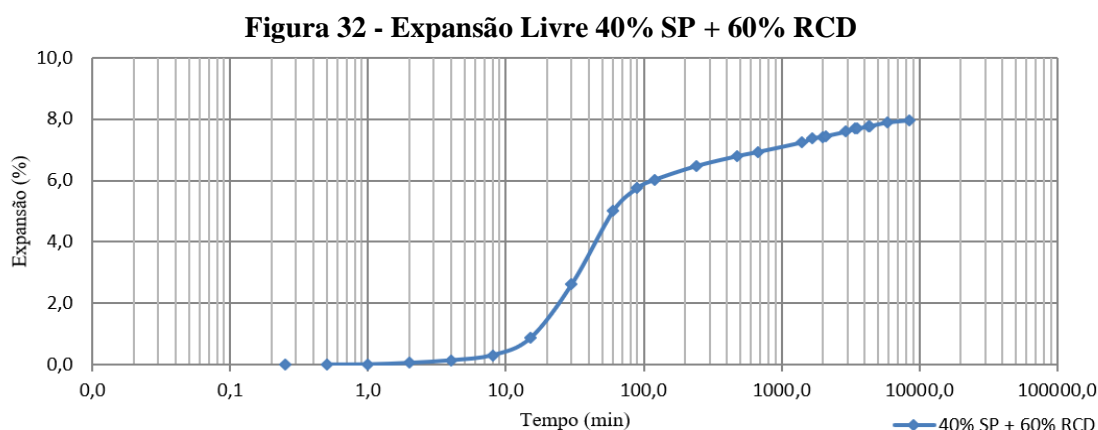
Fonte: Autor (2018).

A partir destes resultados pode-se observar que ao se adicionar maior quantidade de RCD às misturas, a resistência à compressão simples tende a diminuir, sendo

justificada pela redução da coesão, já que as misturas, ao se aumentar o percentual de RCD, passam a ter menor quantidade de finos, argila e silte.

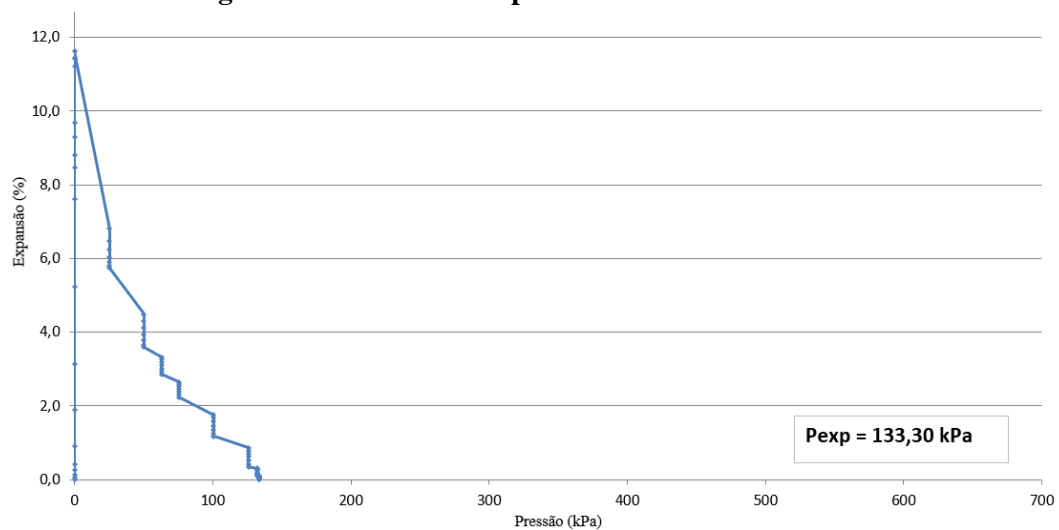
4.6 Expansão Livre

A expansão sempre é uma característica ruim do solo, pois pode danificar a estrutura de pavimentos ou edificações, é tanto que em obras de pavimentação rodoviária, o DNIT recomenda que os solos usados nas camadas do pavimento, tenham no máximo 1% de expansão. No ensaio de expansão livre, o solo puro expandiu 18,99% (Figura 23), a mistura com o maior percentual de RCD, obteve uma expansão menor 58% que a do solo puro (Figura 32), porém não foi um resultado satisfatório, considerando que a expansão ainda estava relativamente alta, sendo inviável para alguma obra, já que a expansão da mistura 40% solo + 60% RCD ficou em 7,96%.



4.7 Pressão de Expansão

A Figura 33 mostra o resultado da pressão necessária para impedir a expansão da mistura com maior percentual de RCD, verificou-se que a pressão de expansão reduziu em aproximadamente 80%. Apesar da significativa redução, atingindo 133 kPa, os valores ainda são considerados elevados para uma obra, se considerarmos que uma edificação tem uma carga média de 10 a 12 kPa por pavimento.

Figura 33 – Pressão de expansão 40% SP + 60% RCD**Fonte: Autor (2018)**

5 CONCLUSÃO

Esta pesquisa analisou a eficiência da adição de agregado reciclado de resíduo da construção civil para estabilização de um solo expansivo, este solo foi coletado no loteamento Santa Cecília do município de Nossa Senhora do Socorro, estado de Sergipe, e analisado no laboratório de Geotecnia e Pavimentação (GEOPAV) da Universidade Federal de Sergipe (UFS). Com base nos resultados obtidos, por meio de ensaios em amostras preparadas com as porcentagens 40%, 50% e 60% de RCD incorporada ao solo argiloso, concluiu-se que a tentativa de estabilização do solo expansivo em estudo a partir das misturas com agregado reciclado fino de RCD não correspondeu ao esperado.

Os ensaios realizados no laboratório confirmaram as observações visual-tátil do solo estudado, ou seja, a sua natureza expansiva, provocada principalmente pelo elevado teor de argila presente em sua composição granulométrica, 60,19%. A partir das análises mineralógicas realizadas por difração de raios X foi detectada a presença do argilomineral saponita, um material altamente expansivo. Dos ensaios geotécnicos convencionais, foram obtidas informações importantes, entre elas: o elevado IP do solo, de valor igual a 39%, mostrando o quanto o solo é plástico; a expansão livre de 18,99% e a altíssima pressão de expansão, da ordem de 666,5 kPa, indicando o quanto o solo é expansivo. O baixo valor de ISC obtido, 2%, revela a inexpressiva capacidade de suporte do solo. Estes aspectos mostram o quanto é desafiador se trabalhar com este tipo de argila expansiva.

Apesar de não ter estabilizado o solo expansivo em estudo, a adição do RCD, principalmente com o percentual de 60%, deixou o solo com uma distribuição granulométrica mais contínua, diminuindo as frações finas do solo e aumentando as grossas, o que proporcionou o aumento do peso específico seco máximo maior na compactação e a diminuição da expansão do solo em 58%. Além disso, em relação aos limites de Atterberg, notou-se uma importante redução do índice de plasticidade do solo com a adição de RCD ao solo puro, como se poderia esperar. A mistura 40% solo + 60% RCD reduziu o IP do solo em aproximadamente 62%.

No caso dos ensaios de ISC, o valor que era 2% para o solo puro, se elevou para 5% com a mistura composta de 40% solo + 60% RCD, mas, ainda assim, um valor considerado muito baixo para ser utilizado como camada suporte de um pavimento.

No tocante à pressão de expansão, o RCD foi capaz de reduzir a expansibilidade do solo em 80%, apesar do valor obtido ainda ser expressivo, ficando na casa dos 133

kPa, o que não pode ser considerado efeito estabilizante, visto que ainda é um valor de pressão elevada, para uma obra de engenharia.

No desenvolvimento deste trabalho foram observados alguns pontos importantes que poderiam ser explorados para uma pesquisa futura, como por exemplo:

- Investigar o uso de um RCD que possua agregados com maiores dimensões;
- Executar aterros experimentais de modo que sejam possíveis medições em campo confiáveis, com o intuito de avaliar o real comportamento do solo;
- Usar além do RCD um estabilizador químico ao solo, para tentar potencializar e complementar a estabilização física;
- Pesquisar, em parceria com os departamentos de engenharia química e outras áreas afins o emprego de algum agente estabilizador químico capaz de reagir com os argilominerais presentes no solo estudado.

6 AGRADECIMENTOS

- Ao Geopav, por todo apoio e conhecimento passado aos alunos, sempre acessíveis e proativos;
- A UFS – Laboratório de Física, Campus Itabaiana, pelo apoio que nos foi dado na realização do ensaio DRX;
- A todos os professores do DEC, em especial ao Professor DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante, muito prestativo e ávido por conhecimento;
- Aos meus colegas de curso, em especial a Camila, uma irmã que a vida me presenteou, obrigado por tudo que fez por mim, serei sempre grato.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, A. W. B. C. **Análise de resultados de ensaios com solos expansivos de Sergipe**. 2013.– Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2013. (Trabalho de Conclusão de Curso).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. 2016. 8p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. 2016. 5 p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade**. 2016. 3 p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. 2016. 12 p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação**. 2016. 9 p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio**. 2016. 14 p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770: Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio**. 1992. 4 p. Rio de Janeiro.

AYALA, J.F., GIJON, M. F., MOZO, C. O. e RODRIGUEZ J. L. S. **Mapa Previsor de Riesgos por Expansividad de Argilas Em España a Escala 1:1.000.000**. Série: Geologia Ambiental. Instituto Geologico y Minero de España. Centro de Estudios y Experimentacion de Obras Públicas. España, Madrid, 1986.

BADILLO, E. J. & RODRIGUEZ, A. R. (1988). “**Mecánica de suelos**”. Tomo III, Flujo de agua en suelos. México, Editorial Limiusa. 188. Cap. 1-2.

BARBOSA, V. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013. (Dissertação de Mestrado).

CARCEDO, F. J. A., GIJON, M. F., MAZO, C. O., RODRIGUEZ, J. L. S. **Mapa previsor de riesgos por expansividad de rcillas em España a escla 1:1.000.000**. Geologia Ambiental. Instituto Geológico y Minero de Espana. Madrid. 1986.

CARVALHO, J. B. Q. de. **Fundamentos da Mecânica dos Solos**. 1º ed., Campina Grande – Paraíba, Ed Marcone, 1997.

CASANOVA, F.J. (1986). **O Ensaio de Azul de Metileno na Caracterização de Solos Lateríticos**. In: ANAIS DA 21ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. *Anais*. Salvador, BA. 1986. V2, p. 276-286.

CAVALCANTE, E. H., CAVALCANTI JÚNIOR, D. de A., SANTOS, W. J., & SOUZA NETO, J. B. **Propriedades geotécnicas de um solo expansivo de Sergipe**. In: II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos - II Geojuvem, Nova Friburgo/RJ, 2006.

CHEN, F. H. **The use of piers to prevent the uplifting of lightly loaded structures founded on expansive soil. Concluding Proc. Eng. Effects of moisture changes in soils, Int. Res. Eng. Conf. Expansive clay soils, supplementing the symposium in print**. Texas: A & M Press, 1965.

CHEN, F. H. **Foundation on expansive soils**. Developments in Geotechnical Engineering. Amsterdam. 1975.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 093/94 – Determinação da densidade real**. 1994.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1995. (Tese de Doutorado).

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e expansão em solos naturais não saturados devidos à inundação**. Rio de Janeiro, VI, 381 (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 1995. (Tese de Doutorado).

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. **Stress State Variables for Unsaturated Soils**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v.103, n. GT5, 1977, p. 447-466.

GILLOTT, J. E. **Clay in Engineering Geology**. Elsevier Publ. Company, Amsterdam. 1987.

GOMES, C. F. **Argilas. O que são e para que servem**. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 1986.

GRIM, R. E. **Clay mineralogy**. McGraw-Hill Publ. Company Ltda, New York, 1953.

GRIM, R. E. **Applied clay mineralogy**. McGraw-Hill Publ. Company Ltda, New York, 1962.

GUIMARÃES, J. E. **A cal. Fundamentos e aplicações na Engenharia Civil**. 2. Edi. São Paulo: Pini, 2002.

HANG, P.T.; BRINDLEY, G.W. **Methylene Blue Absorption by Clay Minerals – Determination of Surface Areas and Cation Exchange Capacities (Clay-Organic Studies XVIII)**. Clays and Clay Minerals. Vol. 18, p.203-212. Inglaterra. 1970.

HOLTZ, W. G. **Expansive Clays-properties and problems**. Quart. Colorado School Mines. 1959.

INGLES, O. G., METCALF, J. B., **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Butterworth-Heinemann Ltd. 384 p. April 1973.

KASSIF, G. E BAKER S. A. **Experimental relationship between swell pressure and suction**. Géotechnique. 1971.

LAMBE, T. W. **A mechanistic picture of shear strength in clay**. Research Conf. On Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado. 1961.

MARANGON, M. **Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações**. Universidade Federal de Juiz de Fora. 2009.

MEDINA, J. – **Apostila de estabilização de solos** – COPPE/UFRJ. 1987.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G., **Apostila de estabilização de solos**. Escola de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

MERCK & CO. **The Merck Index of Chemical and Drugs**. Rahway, Merck & CO., Inco. 1952.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**. 2° ed., Ed. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1976.

MURTHY, V. **Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering**. [S.l.]: CRC Press, 2002.

NELSON, J. D.; MILLER, D. J. **Expansive Soils**. Problems and practice in foundation and pavement engineering, 1992.

NEVES, E. N. S. de A. C. **Estudo laboratorial de solos tratados com cal modelos de comportamento**. 2009. 176 p. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal. 2009.

Neves, J. M. C., (1993). Estabilização de solos com cal – Estudo e aplicações rodoviárias. Universidade Nova Lisboa, Lisboa. 1992. (Dissertação de Mestrado).

New York State Division of Homeland Security and Emergency Services (NYS DHSES). 2014. **New York State Standard Multi-Hazard Mitigation Plan Draft, Section 3.13: Land Subsidence and Expansive Soils Hazard**. Disponível em: <<http://www.dhSES.ny.gov/oem/mitigation/documents/2014-shmp/2014-SHMP-full.pdf>>. Acesso em 18. dez 2017.

OLPHEN, H. V. **An introduction to clay colloid chemistry**. Willey Interscience, New York, 1963.

PAIVA, W. de. **Aplicação da estatística para descrever o comportamento de um solo expansivo**. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009. (Tese de Doutorado).

PEREIRA, E. M. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. (Tese de Doutorado).

PHILIPPONAT, G. **Retrait – gonflement des argiles, proposition de méthodologie**. Rev. Franç. Géotech., n° 57. 1991.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. Ed. Oficina de textos, segunda edição, 247p.

PRADO LEITE, R. **Estabilização de solo expansivo através da adição de cal.** Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2015. (Trabalho de Conclusão de Curso).

PRESA, E. P. **Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada.** — Universidad Politécnica de Madrid, 1982. (Tese de Doutorado).

PRESA, E. P. **Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada.** Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Madrid, 1984.

SANDRONI, S. S., CONSOLI, N. C. **Sobre a prática de engenharia geotécnica com dois solos difíceis: os extremamente moles e os expansivos.** COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Gramado, Brasil. 2010.

SANTANA, F. I. T., **Estudos sobre misturas de agregados reciclados de resíduos da construção civil com solos para utilização em pavimentos.** Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão. 2014. (Dissertação de Mestrado).

SANTOS, P. de S. **Ciência e tecnologia de argilas.** 2ª Edição. São Paulo. Edgard Blucher, vol 1, 1989.

SANTOS, M., LIMA, D., BUENO, B., **Estabilização dos solos com cal e betume.** In: *6º Reunião de pavimentação urbana*, pp.74 – 97, Santos – São Paulo, Abril, 1995.

SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays, In: **Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics on Foundation Engineering.** 3. v.1, London, 1953.

SOLIZ, V. V. P. **Estabilização de três solos estabilizados com emulsão asfáltica.** Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007. (Dissertação de Mestrado). WILLIAMS, A. A. B. & DONALDSON, G. W. (1980). **Building on expansive soils in South Africa: 1973 – 1980.** Proceedings 4th International Conference on Expansive Soils, Vol II, Denver, Colorado, 1963. p. 834 - 844.

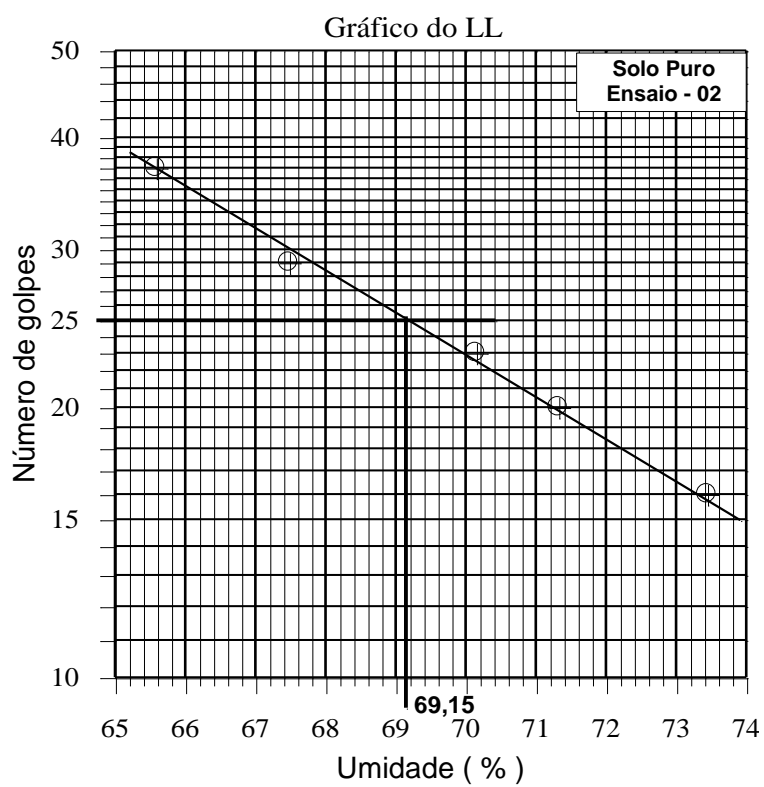
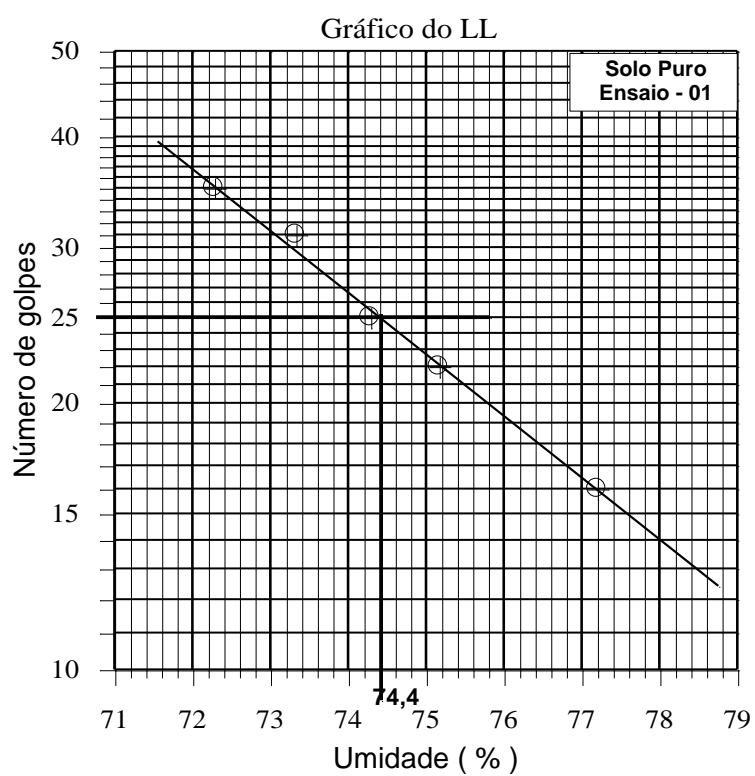
SOUZA, J. S. I., PEIXOTO, A. M., TOLEDO, F. F., **Enciclopédia agrícola brasileira.** Piracicaba -SP, Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" (1995-2006)

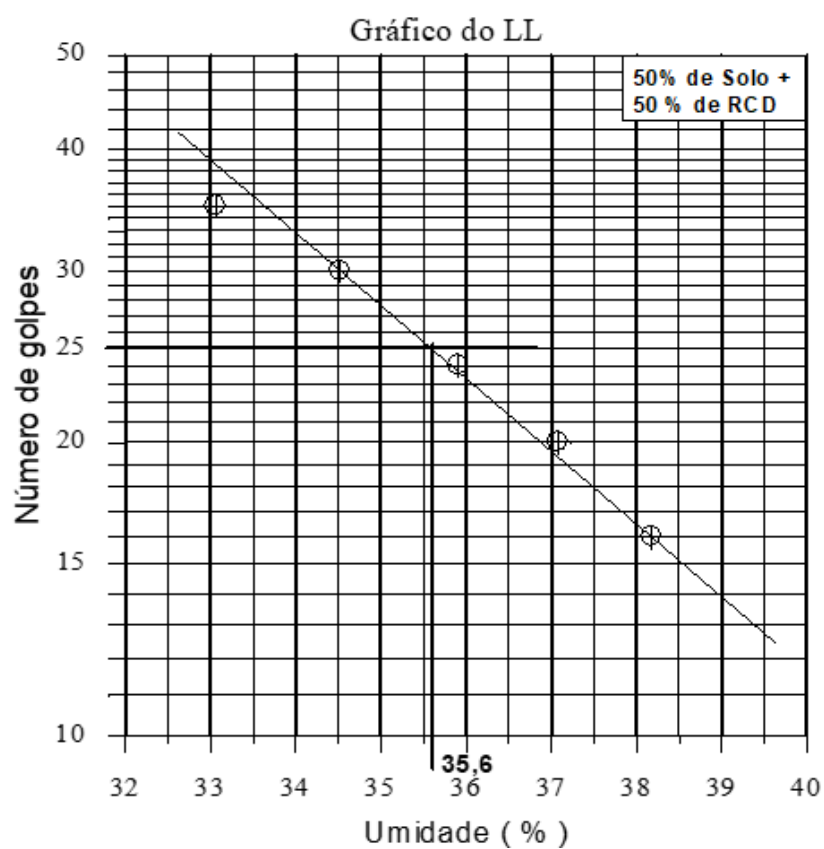
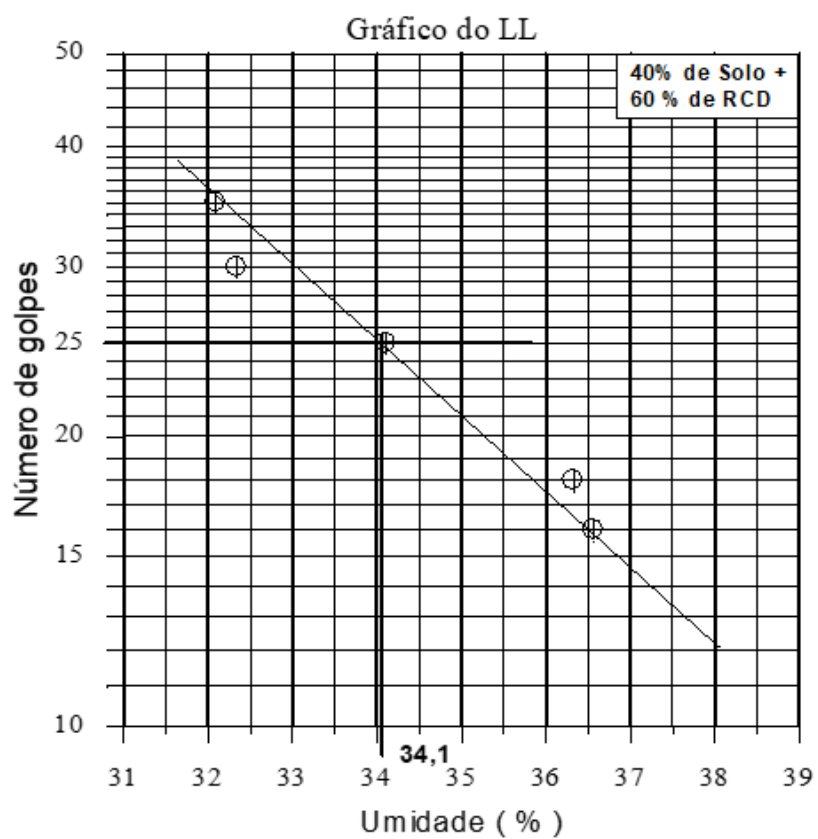
WORRAL, W.E. **Adsorption of Basic Dyestuffs by Clays.** Trans. Brit. Cer. Soc. 57, N° 4, abril. 1958.

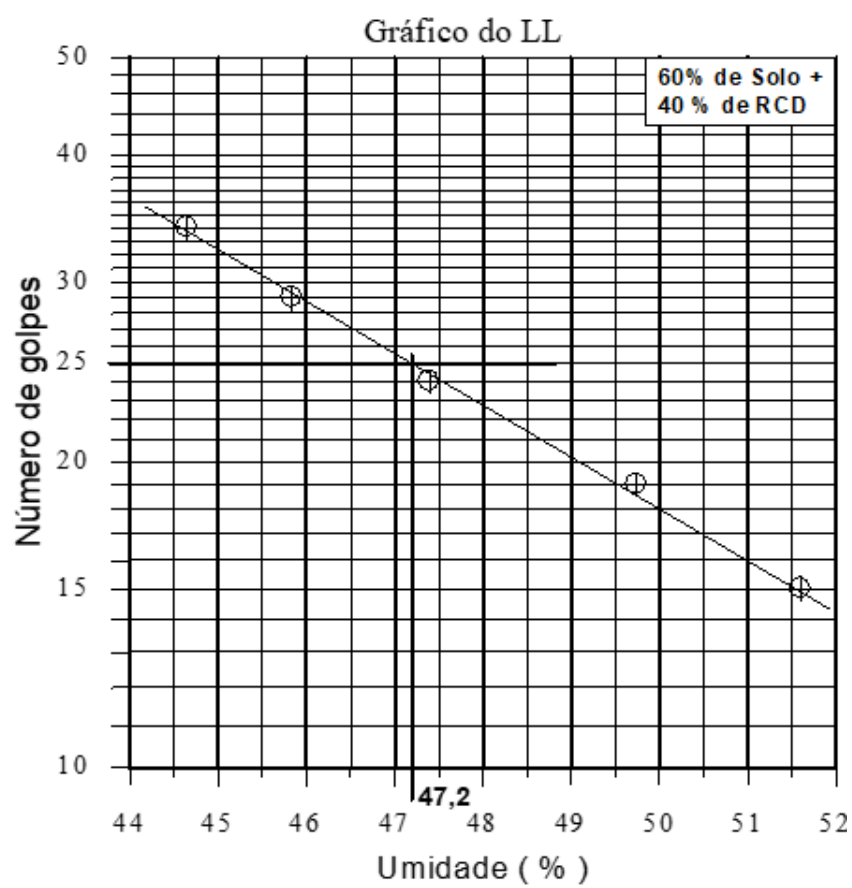
YONG, R. N.; MOHAMED, A. M. O. & WARKENTIN, B. P. **Principles of contaminant transport in soils.** Developments in Geotechnical Engineering, 73. Elsevier – Amsterdam – London – New York – Tokyo, 1992.

APÊNDICES

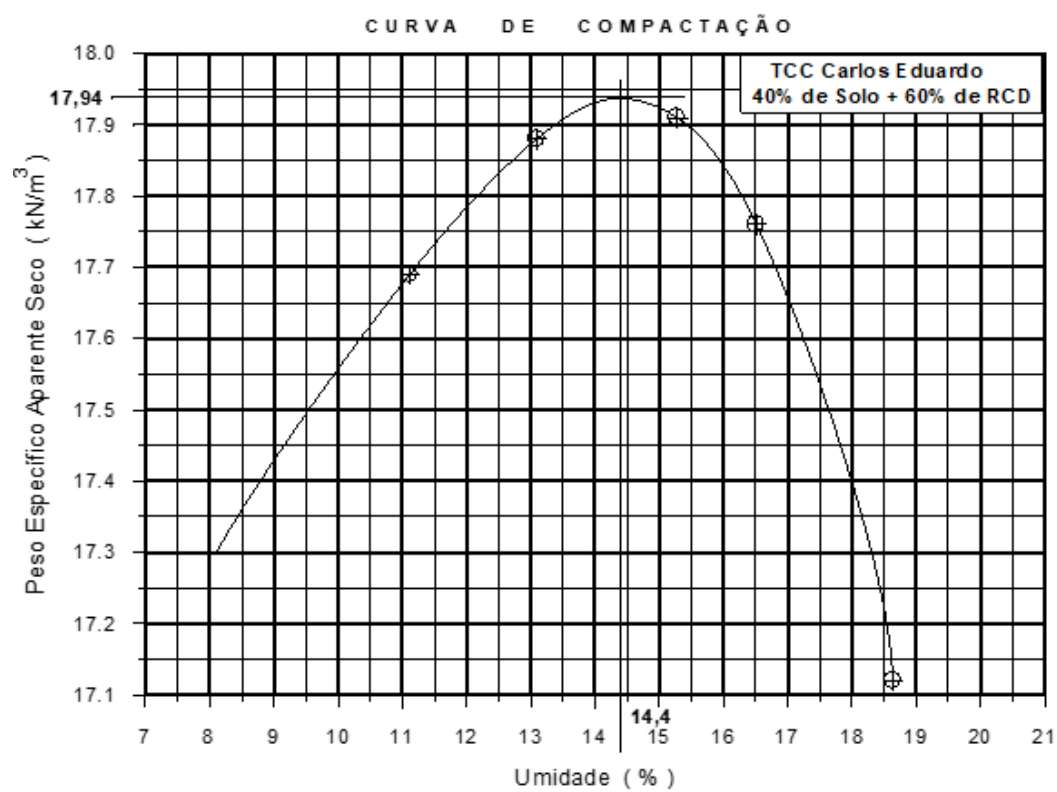
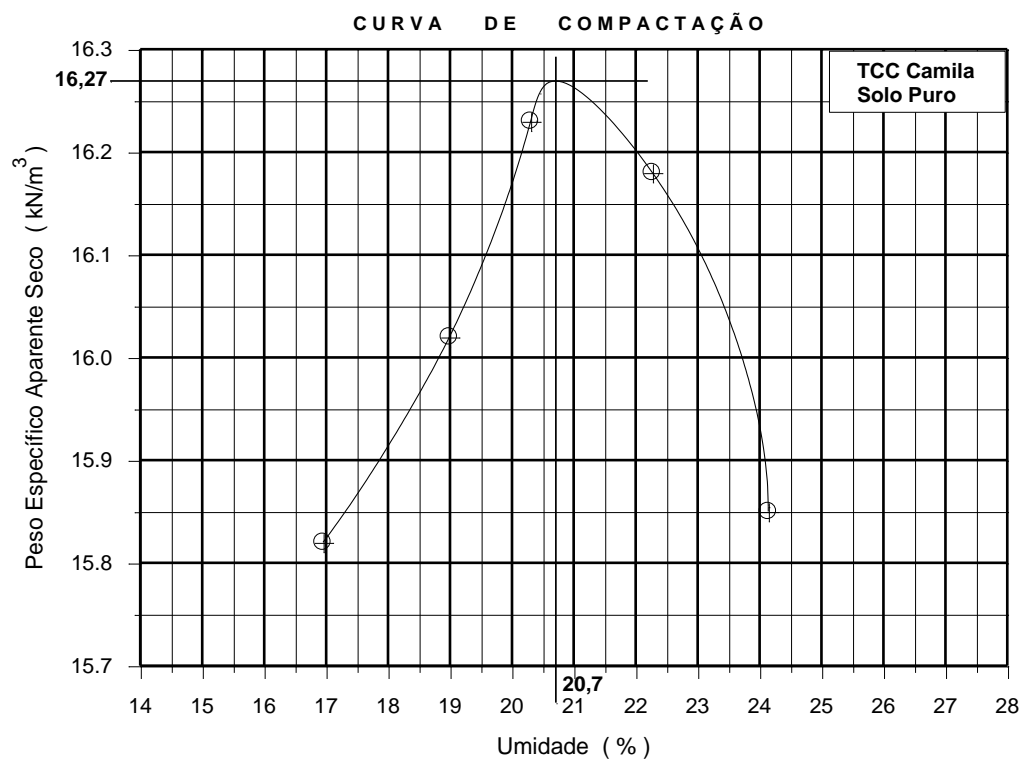
APÊNDICE A - Gráficos de Limite de Liquidez

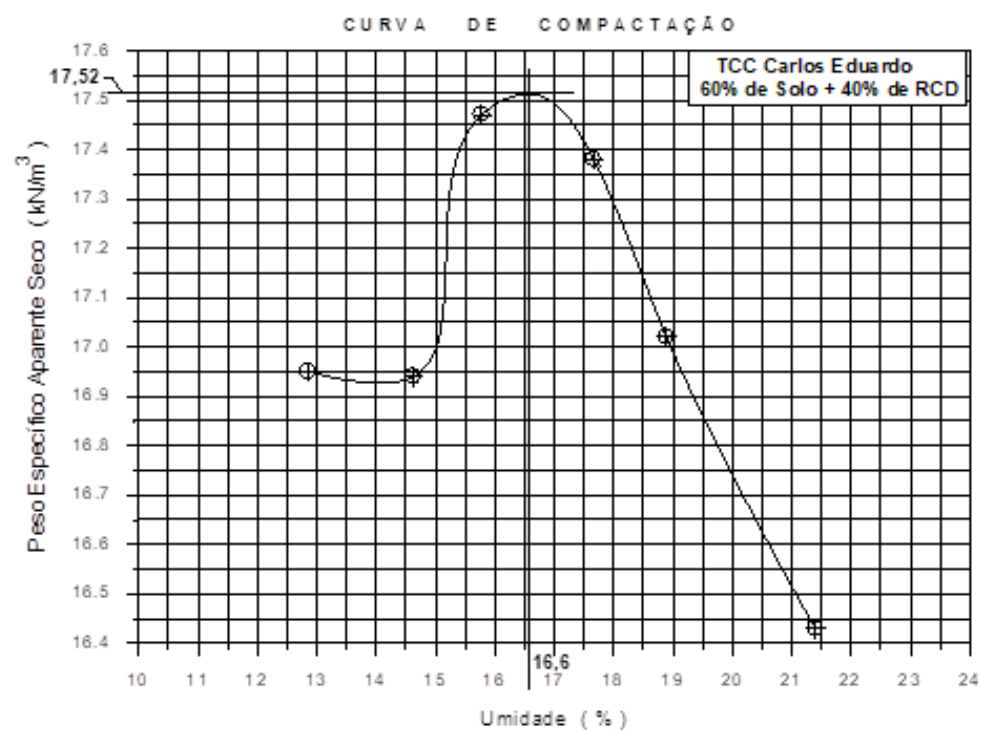
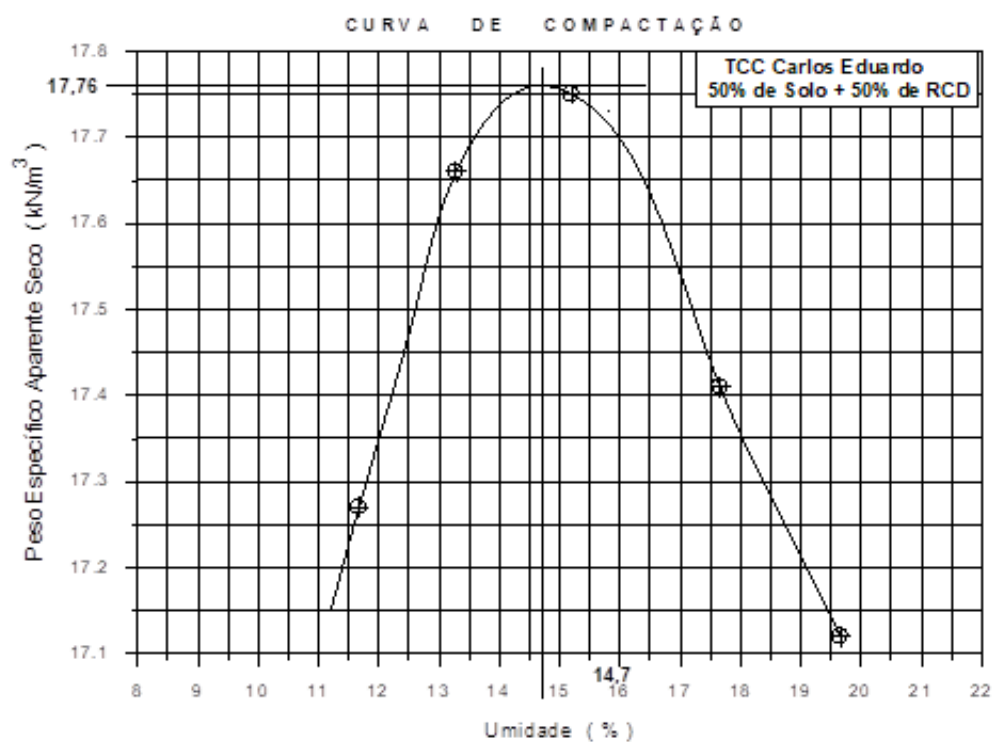






APÊNDICE B – Curvas de Compactação





APÊNDICE C – Curvas de Resistência à compressão simples

